



**Universidad Politécnica De Madrid**  
**Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales**

**Máster en Ingeniería Sísmica: Dinámica de suelos y Estructuras**

**Proyecto Fin de Máster**

**Recomendaciones hacia la**  
**Normativa Sismorresistente de Haití**

*Septiembre 2012*

**POLITÉCNICA**

**Alumno: Gaspard Pierristal**  
**Tutores: Dra Belén Benito Oterino**  
**Dr Jaime Cervera**

# Índice

AGRADECIMIENTOS.....	3
RESUMEN.....	4
INTRODUCCIÓN .....	5
CAPÍTULO 1. OBJETIVOS, MOTIVACIÓN Y ANTECEDENTES .....	7
1.1. Objetivos.....	7
1.2. Motivación.....	7
1.3. Antecedentes.....	9
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO .....	11
2.1. Fundamentos de una normativa sismorresistente.....	11
2.2. Evaluación de peligrosidad .....	11
2.3. Caracterización del movimiento sísmico: espectros de respuesta .....	30
2.4. Efecto local: clasificación de suelos y factor de amplificación .....	34
2.5. Caracterización del movimiento en las normativas .....	37
2.6. Fundamentos del comportamiento sísmico de edificios y sus estructuras .....	38
CAPÍTULO 3. MARCO PRÁCTICO. ACCIONES PARA LA PROPUESTA DE UN CÓDIGO SÍSMICO EN HAITÍ .....	49
3.1. Mapas de peligrosidad sísmica de Haití y espectros de probabilidad uniforme (UHS) 49	
3.2. Análisis de diferentes normativas y comparación de los espectros de repuesta propuestos con los UHS obtenidos para Haití.....	100
3.3. Clasificación de edificios y factores de importancia.....	122
3.4. Clasificación de suelos y factor de amplificación .....	132
3.5. Metodologías de cálculo de fuerza equivalente para edificios .....	142
CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	159
4.1. Conclusiones.....	159
REFERENCIAS .....	163
ANEXOS.....	171

## AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a mis tutores, en primer lugar a la D<sup>ra</sup> Belén Benito, por haber dirigido mi trabajo de fin carrera y por sus consejos, guía y apoyo. Su confianza en mí para llevar a cabo este estudio, sus palabras de ánimo y su entusiasmo para el proyecto han sido fuente de motivación para mí. Por otra parte, agradezco al D<sup>r</sup> Jaime Cervera por sus consejos, su tiempo y su apoyo constante, tanto en la elaboración del trabajo como en las correcciones.

Agradezco a mis profesores de la E.T.S.I.I. por compartir sus conocimientos, consejos y actividades.

Doy las gracias a todos los miembros del Grupo de Ingeniería Sísmica de la Universidad Politécnica de Madrid por su ayuda y su motivación.

Un agradecimiento especial a Dwinel Belizaire, el Director del Observatorio de Medioambiente y Vulnerabilidad (ONEV) de Haití.

Quiero agradecer a la Universidad Politécnica de Madrid por permitirme realizar este estudio de máster, concediéndome una beca en el marco de cooperación con Haití.

Quiero dar gracias a aquellos compañeros del máster que me ayudaron en el transcurso de los estudios.

Por fin, deseo agradecer a los miembros de mi familia, mis padres, mi hermano y mis hermanas por su apoyo moral y sus ánimos.

A todos aquellos que no he podido citar, mi más profundo agradecimiento.

## RESUMEN

Este Trabajo de Fin de Master (TFM) tiene como objetivo principal hacer algunas recomendaciones dirigidas al establecimiento de una normativa sismorresistente para Haití.

Para ello, se presenta una parte teórica de conceptos y elementos fundamentales para establecer una normativa sismorresistente. Asimismo, se describe el procedimiento para hacer un estudio de peligrosidad y la representación del resultado en términos de espectro de respuesta, cuya determinación necesita del espectro de peligro uniforme (UHS). Dado que dichos resultados están influenciados por el aspecto local, se describe también esta influencia.

En segundo lugar, se incluye una parte práctica donde se hacen las diferentes propuestas. Usando los resultados de cálculo de la peligrosidad de Haití obtenidos de la manera descrita previamente y comparando con distintas normativas, se hace una propuesta de espectro de respuesta para Haití. A continuación, al comparar las clasificaciones de suelos y tipos de edificios junto con sus coeficientes, y a la luz de análisis e investigaciones relacionados, se proponen las clasificaciones correspondientes para el país. Finalmente, se propone una metodología de cálculo de fuerzas, para lo cual, algunos parámetros se deducen mediante comparación de las distintas normativas.

## INTRODUCCIÓN

Haití está situado en el límite de la placa Caribe con la placa de Norteamérica, caracterizado por una zona de Rift activo en el Surco de las islas Caimán, que corresponde a la zona de mayor concentración de terremotos. Debido a la sismicidad asociada al límite de placas y a varias fallas que cruzan la isla de La Española (Haití-República Dominicana), Haití ha sido afectado en el pasado por sismos de gran magnitud, los cuales han ocasionado pérdidas de vidas humanas y daños o colapsos estructurales considerables en el país (p.e. 1771, 1842), llegando a veces hasta la destrucción de ciudades.

El reciente terremoto del 12 de Enero de 2010, según el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), fue el terremoto más destructivo que ningún país ha experimentado en tiempos modernos, cuando se mide en términos del número de personas muertas como porcentaje de la población de un país (Cavallo et al. 2010). Los impactos físicos y sociales no sólo fueron extremadamente grandes para la población de las zonas afectadas, sino también para el país en general.

La ausencia de actividad sísmica significativa en Haití desde el siglo XIX contribuye a la falta de conciencia sobre terremotos, con la consiguiente falta de preparación de la población para afrontarlo. Por otra parte, la ausencia de una normativa sismorresistente en Haití y la falta de control de calidad en la edificación contribuyeron al pobre rendimiento de las estructuras en la zona afectada por el terremoto.

Por ello, es sumamente importante estimar el movimiento esperado para un periodo de tiempo dado en cualquier punto del país y proponer una normativa sismorresistente propia, de modo que se puedan disminuir los impactos ante terremotos en el futuro.

Estos objetivos se alcanzan en este TFM, dirigido en primer lugar al cálculo de la peligrosidad o amenaza sísmica de Haití, con la posterior propuesta de recomendaciones dirigidas a la adopción de una normativa sismorresistente en el país, haciendo uso de los resultados del mismo.

El presente trabajo se organiza como se describe a continuación:

El capítulo I, tras esta introducción inicial, presenta los objetivos, motivaciones y antecedentes del TFM.

El capítulo II presenta los conceptos teóricos en los que se enmarca el contenido del trabajo. Se describen los fundamentos de una normativa sismorresistente y los procedimientos de cálculo de la peligrosidad, detallando la metodología probabilista que

habitualmente se emplea en los códigos sísmicos. Además se describen las formas de representación de la peligrosidad y los efectos de amplificación local, en función del tipo de suelo y su consideración habitual en las normativas.

El capítulo III se dirige al cálculo de peligrosidad en Haití, del que se deducen tanto los mapas de aceleraciones pico (PGA) y espectrales SA (T), como los espectros de peligrosidad uniforme (UHS) en distintos puntos del país. De estos se obtienen las formas espectrales que son comparadas con las adoptadas en otras normativas, para llegar después a una propuesta propia para un código en Haití.

La segunda parte del capítulo III se dedica al análisis de clasificaciones tanto del suelo como de las edificaciones en diferentes normativas y se establecen comparaciones de coeficientes con los datos deducidos de este estudio, que concluyen con la propuesta de recomendaciones para Haití. Finalmente, se proponen metodologías de cálculo de las fuerzas.

El capítulo IV corresponde a las conclusiones y recomendaciones finales de este TFM.

Para terminar, se presentan una serie de anexos con el glosario, catalogo sísmico de Haití y programas de cálculo utilizados.

## **CAPÍTULO 1. OBJETIVOS, MOTIVACIÓN Y ANTECEDENTES**

### **1.1. Objetivos**

El objetivo principal de este TFM es producir algunas recomendaciones dirigidas a establecer una normativa sismorresistente para Haití, de modo que la reconstrucción del país se haga sobre la base del diseño sismorresistente, para evitar pérdidas de vidas humanas durante futuros sismos. La importancia de este objetivo radica en el elevado riesgo sísmico que afecta al país, al estar situado en una zona de sismicidad entre moderada y alta (en un contexto mundial) y ser actualmente sus edificaciones altamente vulnerables.

Los objetivos específicos que han permitido alcanzar este objetivo principal son los siguientes:

- Estudio de diferentes métodos de cálculo de la peligrosidad sísmica y elección del más apropiado para este trabajo.
- Aprendizaje de diferentes programas referentes al cálculo de peligrosidad (EXPEL, CRISIS, ARCGIS, etc...).
- Representación de los resultados en forma de mapas de aceleraciones y espectros de peligrosidad uniforme (UHS).
- Comparación, mediante un código propio realizado en Matlab, de los espectros de respuesta de distintas normativas con los UHS obtenidos en Haití y extracción de criterios cuantitativos para la recomendación de espectros en una normativa propia de Haití.
- Análisis de las clasificaciones de edificios y factores de importancia de normativas de distintos países y propuesta de una clasificación para Haití.
- Análisis de las clasificaciones de suelos y factores de amplificación de normativas de distintos países y propuesta de una clasificación propia para los suelos de Haití.
- Presentación de una metodología para calcular las fuerzas ocasionadas en un sismo.

### **1.2. Motivación**

El 12 de enero de 2010, Haití sufrió el terremoto más destructivo de su historia y uno de lo más destructivos en la historia reciente de la humanidad, en lo que se refiere a catástrofes naturales. El terremoto, de magnitud momento Mw 7, profundidad de 10 km y con epicentro situado a 25 km de Puerto Príncipe (USGS), dejó al país consecuencias graves, tanto en términos de pérdidas humanas como de daños materiales. En efecto, más de

300.000 personas perdieron la vida, más 350.000 resultaron heridas y más de 1.3 millones quedaron sin hogar, muchas de las cuales viven aun ahora en condiciones precarias. Por otra parte, más de 300.000 edificios sufrieron daños fuertes o colapso.

Hay que destacar, en cuanto a los efectos materiales, que incluso edificios con funciones esenciales (ejemplo: hospitales, comisaría de policía, Palacio Nacional, etc...), que deberían estar operativos durante un terremoto, en éste sufrieron colapso. Sin embargo, otros países que sufrieron terremotos mayores, como Japón, con el terremoto de magnitud  $M_w=9$  en 2011, o Chile con un sismo de magnitud  $M_w=8.8$  en 2010, no reportaron tantas pérdidas humanas. De hecho, es obvio que las prácticas locales de construcción de edificios, que dan lugar a estructuras de alta vulnerabilidad, han sido la causa del número tan elevado de pérdidas materiales y humanas. La mayor parte de las construcciones no se basan en criterios de diseño sismorresistente, ya que tampoco ha existido hasta la fecha una normativa propia de Haití.

De ahí viene la importancia de dotar al país de una normativa antisísmica, de tal manera que la reconstrucción se efectúe sobre la base del diseño sismorresistente para impedir que sismos futuros causen catástrofes similares a la vivida en 2010.

Observando este hecho, el grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica (GIIS) de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM), comenzó en Diciembre de 2010 a realizar un proyecto de cooperación al desarrollo que lleva por título: *Evaluación de la Amenaza y Riesgo Sísmico en Haití y Aplicación al Diseño Sismorresistente*. A este proyecto se le denomina SISMO-HAITÍ.

El proyecto SISMO-HAITÍ está enmarcado en el Programa de Cooperación de la UPM y surgió a raíz de la situación provocada por el terremoto en el país, siendo financiado por la propia UPM. La institución haitiana responsable, que realizó la solicitud de ayuda, es el Observatorio de Medioambiente y Vulnerabilidad (ONEV) a través de su director Dwinel Belizaire. Otras entidades que participan en este proyecto son: Universidad Complutense de Madrid (UCM), Museo Nacional de Ciencias naturales (CSIG), Universidad de Alicante, Universidad de Almería, Universidad Autónoma de Santo Domingo y Universidad de Puerto Rico.

Con este proyecto se pretende transferir el conocimiento adquirido sobre la peligrosidad sísmica y el riesgo sísmico en países de Centroamérica y España, a la República de Haití, aumentando la capacitación del país en estos temas y fomentando las acciones hacia la mitigación del riesgo asociado: reconstrucción con criterios de diseño sismorresistente,



planificación urbanística y territorial, elaboración de planes de emergencia, educación a la población, etc.

Este TFM presenta una de las fases del proyecto SISMO-HAITÍ, dirigido a las recomendaciones hacia la normativa sismorresistente de Haití.

### 1.3. Antecedentes

Como antecedentes para la ejecución de este proyecto, se ha contado con algunos trabajos previos que han configurado la información de partida y han servido de guía para desarrollar este TFM. A continuación se presenta un resumen de cada uno de estos trabajos.

- ✓ Cálculo de la peligrosidad sísmica de República Dominicana realizado por Julián García Mayordomo y Agustín Suárez en 1999 (García y Suarez, 1999).

El proyecto se desarrolló dentro del *Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno* en la Universidad Politécnica de Madrid. En él se definió una zonificación sismogenética adecuada a las islas del Caribe, para el cálculo de peligrosidad en República Dominicana. Dicha zonificación será tomada como uno de los inputs para el cálculo de la peligrosidad en Haití desarrollado en este TFM.

- ✓ Seismic Hazard Maps for Haití, de Arthur Frankel, realizado en Octubre 2011 (Frankel et al).

Dicho proyecto presenta la realización de mapas de peligrosidad sísmica para Haití en términos de aceleración pico (PGA) y otras aceleraciones espectrales. En su cálculo de amenaza sísmica han incluido un modelo de zonas sismogenéticas compuesto por fallas y zonas de subducción.

Los autores proponen su trabajo como preliminar, dado que fue realizado pocos meses después del terremoto de 2010 con información incompleta en cuanto a catálogo sísmico, zonificación adecuada, modelos de atenuación, etc. En el mismo trabajo recomiendan un nuevo cálculo de peligrosidad sísmica en Haití, más completo y con datos mejor contrastados, para su posterior uso en una posible normativa. Este TFM se enmarca en el contexto de esa recomendación.

- ✓ Evaluación de peligrosidad sísmica en Haití dirigida al diseño sismorresistente (Ana Rita Serna Martínez)

En el proyecto se hizo un cálculo preliminar de la peligrosidad de Haití y se presentaron los mapas para diferentes aceleraciones espectrales y los espectros de respuesta para Port-au-Prince y Cap Haitien.

El cálculo fue hecho considerando la sismicidad asociada únicamente a zonas sismogénicas, sin incluir las fallas como unidades independientes y sin considerar la tasa de deslizamiento en éstas. La autora propone, en sus recomendaciones finales, una serie de medidas para mejorar la resolución en futuros estudios de peligrosidad, tales como: completar el catalogo sísmico recopilando datos de distintas agencias; incluir modelos híbridos compuestos por zonas y fallas y usar los datos GPS existentes en las fallas; utilizar nuevos modelos de atenuación más idóneos y contrastados con datos de Centroamérica y Caribe; ensayar otros modelos de recurrencia alternativos al de Gutenberg-Richter para representar la sismicidad (sismo característico, slip-predictor); etc.

Estas recomendaciones han sido tenidas en cuenta en el nuevo cálculo de peligrosidad desarrollado en este TFM.

- ✓ Reglas de cálculo para edificios temporales en Haití por el Ministerio de Obras Publicas Transportes y Comunicaciones (MTPTC de Haití, febrero 2010 )

En este documento se han presentado los mapas para diferentes aceleraciones para un periodo de retorno de 2475 años y también los valores de diferentes ordenadas espectrales para el mismo periodo de retorno. Se aconseja utilizar, con estos valores, la norma ASCE 7-05 (Estados Unidos) y NBCC (Canadá). Hay que destacar que se menciona expresamente que estas reglas están consideradas como temporales y deben desaparecer cuando exista una normativa propia para Haití.

## **CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO**

En este apartado se exponen los fundamentos teóricos que sustentan los parámetros de cálculo que intervienen en las normativas sismorresistentes, que representan el movimiento a incluir en el diseño, la clasificación de suelos y factores de amplificación, los coeficientes de importancia de las edificaciones, las fuerzas equivalentes, etc. Para cuantificar estos parámetros se requieren estudios de peligrosidad sísmica que lleven a establecer el movimiento esperado para diferentes probabilidades de excedencia, estudios del comportamiento dinámico de suelos, clasificación de las edificaciones, etc. El tipo de estudios y metodologías a seguir en cada una de estas fases se describe de forma detallada en los sucesivos apartados de este capítulo. Se pretende con ello documentar un marco teórico que ayude a comprender los criterios que se propongan en la primera norma sismorresistente de Haití.

### **2.1. Fundamentos de una normativa sismorresistente**

Una normativa sismorresistente tiene por objetivo establecer criterios de diseño de estructuras de modo que no lleguen al colapso ante la acción sísmica esperada en su tiempo de vida útil. En primer lugar, esto requiere conocer las características del movimiento esperado en los emplazamientos de las estructuras, como consecuencia de los terremotos que puedan ocurrir en su entorno, durante ese tiempo de vida. Dichas características deben ser introducidas en los cálculos dinámicos de las estructuras a diseñar. En segundo lugar, se requiere conocer la respuesta de la estructura ante un movimiento de entrada, lo cual está relacionado con el sistema estructural elegido para resistir las fuerzas laterales generadas por dicho movimiento.

Así, una normativa sismorresistente combina dos aspectos: el aspecto sismológico y el aspecto más ingenieril.

Por otra parte, la evaluación del movimiento esperado en cierto sitio se lleva a cabo mediante la estimación de peligrosidad. El movimiento se debe representar mediante parámetros y gráficas útiles con fines de diseño sismorresistente y, a tal fin, es generalizado el uso de espectros de respuesta, que serán descritos más adelante.

### **2.2. Evaluación de peligrosidad**

En este apartado se presentaran los conceptos teóricos inherentes a la peligrosidad sísmica y a las metodologías desarrolladas para su evaluación.

### 2.2.1. Definición

La peligrosidad sísmica ( $H$ ) se define como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de la intensidad de movimiento de suelo producido por terremotos, en un determinado emplazamiento y durante un periodo de tiempo dado.

$$H = P[x(s) \geq x_0; t]$$

Donde  $P$  representa la probabilidad de superación de un valor umbral del parámetro elegido para representar el movimiento,  $x_0$ , durante un tiempo  $t$ .

En la peligrosidad no interviene la respuesta de la estructura.

Dado que los parámetros inherentes al movimiento son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración, la peligrosidad es a menudo estimada en función de los valores máximos de estos parámetros, denominados habitualmente PGD, PGV y PGA (del inglés: Peak Ground Displacement, Peak Ground Velocity and Peak Ground Acceleration), pero también es habitual su expresión en términos de intensidad macrosísmica, relacionada con la destructividad del terremoto.

En cualquier caso, la correcta evaluación de la peligrosidad requiere conocer dos características importantes de la zona de estudio: la sismicidad de la región circundante o área de influencia, con identificación de zonas sísmicas en la misma y la atenuación sísmica regional. Combinando los dos aspectos se llega a determinar la intensidad del movimiento en un emplazamiento genérico en roca, es decir, sin incluir aun el efecto local.

Para normativas sismorresistentes, se requiere conocer la peligrosidad de áreas extensas, a escala regional, y en este caso los resultados se representan en mapas de isolíneas de los parámetros elegidos, que indican los valores máximos o los valores asociados a un cierto periodo de retorno.

### 2.2.2. Factores que intervienen en la peligrosidad sísmica

La predicción del movimiento sísmico esperado en un emplazamiento dado requiere agregar la contribución de los tres factores que intervienen: radiación generada en la fuente, propagación de ondas a través del medio y efecto local del suelo en el emplazamiento en cuestión. Se indica brevemente a continuación cómo se considera cada uno de estos efectos en un estudio de peligrosidad.

### ➤ *Fuente*

Se analiza la sismicidad de la región de influencia para un emplazamiento dado, se identifican las fallas activas en la misma y las zonas sismogénicas, y éstas se caracterizan por las leyes de recurrencia de la sismicidad asociada, así como por los máximos sismos potenciales. De esta forma se contempla la actividad de las fuentes que pueden generar movimientos significativos en un emplazamiento dado, caracterizando tanto el tamaño como la distribución espacio-temporal de los sismos que ocurren en ellas.

### ➤ *Propagación de las ondas*

Las ondas se propagan desde la fuente hasta el emplazamiento donde se realiza la predicción, atravesando un cierto medio. En el trayecto la energía se atenúa, más o menos dependiendo de las características elásticas del medio. Es conveniente contemplar este hecho estimando leyes de atenuación específicas para cada zona.

Aplicando las leyes de atenuación con la distancia a los movimientos generados en las zonas fuente de los terremotos, es posible determinar el movimiento esperado en un cierto emplazamiento y a cierta distancia de la fuente, siempre que éste se localice en roca o suelo duro y no se encuentre en una irregularidad topográfica. Si esto no es así, el propio emplazamiento introduciría una amplificación local del movimiento que habría que considerar de forma independiente, lo que constituye el tercer factor a tener en cuenta.

### ➤ *Efecto local*

Si la composición del suelo bajo el emplazamiento es diferente a roca o existe una topografía irregular, para realizar una predicción realista del movimiento hay que considerar el tercer factor integrante de la agitación, es decir el efecto local. Éste puede amplificar o deamplificar notablemente la radiación incidente en la base rocosa.

## **2.2.3. Métodos de cálculo de peligrosidad sísmica**

Existen dos grandes grupos de métodos de cálculo de la peligrosidad sísmica: *deterministas* y *probabilistas*.

### **2.2.3.1. Métodos Deterministas**

Los métodos deterministas asumen la hipótesis de que la sismicidad es estacionaria y que los terremotos en el futuro ocurrirán de forma similar a como lo hicieron en el pasado. Entonces, la evaluación del máximo terremoto alrededor del emplazamiento lleva a la

estimación del máximo movimiento esperado en un cierto punto. En estos casos, la probabilidad no es cuantificada.

El proceso de cálculo del método determinista consta de los siguientes pasos:

- a) Definición del área de influencia en el emplazamiento e identificación de las fuentes sísmicas o estructuras de fallas contenidas en ellas. Si la sismicidad se puede considerar homogénea en la totalidad de su área, se define una única fuente sísmica de influencia global, y el método entonces se denomina no zonificado. Si se identifican zonas con potencial sísmico diferente, se entiende que el método es zonificado y se asume un potencial sísmico homogéneo dentro de cada zona.
- b) Estimación de los máximos terremotos ocurridos en el área de influencia o en cada una de las zonas fuente, es decir, determinación de los sismos característicos y definición del máximo sismo potencial que se puede generar en cada zona o estructura delimitada.
- c) Estimación de la acción sísmica en el emplazamiento, causada por los máximos sismos potenciales de cada zona o de toda el área. Por la hipótesis asumida de que la sismicidad es aleatoria en cada zona, el sismo máximo podría tener lugar en cualquier parte de la misma. Por ello, siguiendo un criterio conservador, dicho sismo se sitúa en el punto de la zona más cercano al lugar donde se realiza la predicción. La aplicación de leyes de atenuación con la distancia proporciona valores de la intensidad del movimiento en el emplazamiento, como consecuencia de la actividad de cada zona definida.
- d) Determinación de la peligrosidad en el emplazamiento tomando el máximo valor de intensidad del movimiento generado por las diferentes zonas, con lo que la peligrosidad queda caracterizada por el límite superior del movimiento en el punto.

Estos métodos presentan la ventaja de sencillez en su aplicación, pero tienen como inconvenientes el desconocimiento de la probabilidad asociada a ese máximo movimiento, así como la caracterización de las fuentes únicamente por el mayor terremoto creíble, sin intervenir su ley de recurrencia. Son métodos muy conservadores, que suelen emplearse para caracterización de emplazamientos de instalaciones críticas, como centrales nucleares, pero que habitualmente no se utilizan para normativas dirigidas a viviendas convencionales, en las que se requiere una determinada probabilidad de excedencia asociada al movimiento para el que se diseña (habitualmente 10 % en 50 años, lo que supone un periodo de retorno de 475 años).

### 2.2.3.2. Métodos probabilistas

Los métodos probabilistas consideran los efectos de todos los terremotos que pueden afectar a un emplazamiento dado, y tienen en cuenta las leyes de recurrencia de los mismos. Dan como resultado estimaciones de la probabilidad de excedencia para cada valor de la intensidad del movimiento esperado en el emplazamiento, durante un periodo de tiempo dado, quedando así representada la peligrosidad por curvas de probabilidad.

Estos métodos se clasifican, a su vez, en zonificados y no zonificados.

#### ➤ Métodos zonificados

El fundamento matemático del método se basa en adoptar un modelo de zonas sismogénicas, las cuales corresponden a un mismo patrón de sismicidad que las caracteriza y distingue; y en ajustar la sismicidad de cada zona a un modelo de recurrencia. Sumando posteriormente la contribución de todas las fuentes, se obtiene la función de probabilidad que representa la peligrosidad en el emplazamiento.

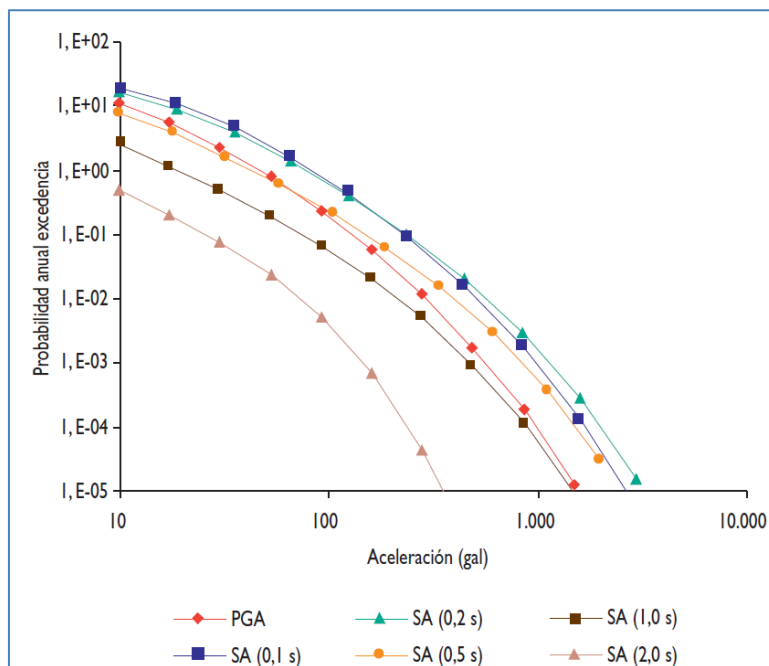
Las zonas sismogénicas pueden ser, o bien entidades físicas reconocibles (como fallas tectónicas), o bien zonas amplias en las que la sismicidad se considera distribuida uniformemente a lo largo y ancho de toda la zona. La inclusión de zonas tipo falla en los estudios de amenaza requiere un buen conocimiento de la geometría de la misma (tanto en superficie como en profundidad) y de su capacidad de generar terremotos (expresada normalmente a través de intervalos de recurrencia o de la tasa de deslizamiento). Por otra parte, la adopción de zonas sismogénicas con sismicidad difusa, no precisa disponer de un conocimiento tan exhaustivo de la fuente sismogénica, ya que las zonas pueden ser delimitadas a partir de los datos de un catálogo sísmico corregido y completado, incorporando información geofísica o geológica complementaria.

Las fases a seguir con esta metodología se resumen en:

- ✓ Definición de zonas sismogénicas en el área de influencia, con criterios análogos a los mantenidos en el método determinista zonificado.
- ✓ Definición de un modelo de recurrencia en cada fuente sismogénica. Se admite que la sismicidad se distribuye aleatoriamente y se ajusta a la ley de Gutenberg-Richter, de manera que los parámetros de dicha ley ( $a$ , relacionado con la tasa anual, y  $b$ , pendiente de la relación) resulten característicos del modelo. Además, para cada zona se definen intensidades o magnitudes máximas y mínimas, que establecen los límites de validez del modelo.

- ✓ Estimación de leyes de atenuación con la distancia aplicables a las diferentes zonas, en términos del parámetro empleado para evaluar la peligrosidad (generalmente  $I$  ó PGA). La aplicación de estas leyes sobre la sismicidad de cada zona, representada por su ley de recurrencia, permite obtener la acción de las mismas sobre el emplazamiento en cuestión.
- ✓ Estimación de la peligrosidad total, sumando las probabilidades de excedencia del movimiento umbral, obtenidas por acción de todas las zonas que influyen en el emplazamiento. Denominando  $\alpha$  a la tasa anual de terremotos ocurridos en cualquier zona que den lugar a una intensidad del movimiento superior a la de referencia en el punto estudiado, y  $n$  al número de zonas, la peligrosidad  $H$  (del inglés Hazard) se expresa mediante la ecuación:

$$H = \sum_{i=1}^n (1 - e^{-\alpha_i}) \rightarrow \text{Distribución temporal de Poisson}$$



*Fig.2.2-1.- Ejemplo de un resultado de peligrosidad de San Salvador estimado por un método probabilista zonificado. Se representan las curvas de probabilidad anual de excedencia frente a la aceleración (gal). Fuente: Amenaza sísmica en América Central*

El modelo de Poisson exponencial asume que los sismos ocurren de manera aleatoria tanto en el espacio como en el tiempo (Cornell, 1968). Son, por tanto, modelos *sin memoria*, es decir, no consideran el tiempo transcurrido desde el último evento en la zona,



considerando la misma probabilidad de ocurrencia al día siguiente de un sismo o transcurrido un tiempo  $t$ . Estos modelos están siendo cuestionados actualmente, y no deberían ser aplicados a unidades tectónicas con un determinado ciclo sísmico, donde el tiempo desde el último evento (elapsed time) juega un papel decisivo en la probabilidad de ocurrencia, que será dependiente de  $t$ . Por otra parte, los mecanismos de disparo de nuevos eventos que parecen evidenciarse por la propagación de esfuerzos de Coulomb (CFS), contradicen también la hipótesis de independencia entre eventos que se asume en el modelo de Poisson.

A pesar de la discusión anterior, el uso de métodos zonificados asumiendo un modelo de Poisson para representar la sismicidad de zonas sismogénicas es hoy día de uso generalizado. Los efectos de todos los terremotos de diversos tamaños que ocurren de forma aleatoria dentro de cada una de las fuentes se integran dentro de una curva que proporciona probabilidades de excedencia para diferentes valores del parámetro de movimiento en el emplazamiento (Fig.2.2-1). También se puede expresar el resultado en términos de periodo de retorno, que es la inversa de la probabilidad anual de excedencia.

#### ➤ Métodos no zonificados

Estos métodos consideran que la sismicidad no está circunscrita a ninguna zona en concreto. Son utilizados sobre todo en zonas de baja sismicidad. Entre los modelos no zonificados cabe destacar aquéllos en los que la distribución de epicentros responde a una geometría fractal, que incluye una ley de potencias decreciente con la distancia al epicentro.

Se diferencian tres métodos:

- ✓ Método de valores extremos: basado en estadística de extremos para obtener una distribución anual de eventos máximos esperados (distribución de Gumbel).
- ✓ Método histórico paramétrico: parte de una ecuación del tipo:  $\log N = a + b \log Y$ , donde los valores del movimiento  $y$  en la fuente siguen una distribución de Poisson y se traslada al movimiento en el emplazamiento por medio de un modelo de atenuación.
- ✓ Método Kernel: se calcula la tasa de actividad para diferentes rangos de magnitud, con una distribución geográfica centrada en cada epicentro y suavizada por una función de kernel dependiente de la magnitud y la distancia. Se aplica un modelo de atenuación para estimar el movimiento en el emplazamiento.

Las Figuras 2.2-2 y 2.2 -3 muestran esquemas de los diferentes métodos descritos en este apartado.

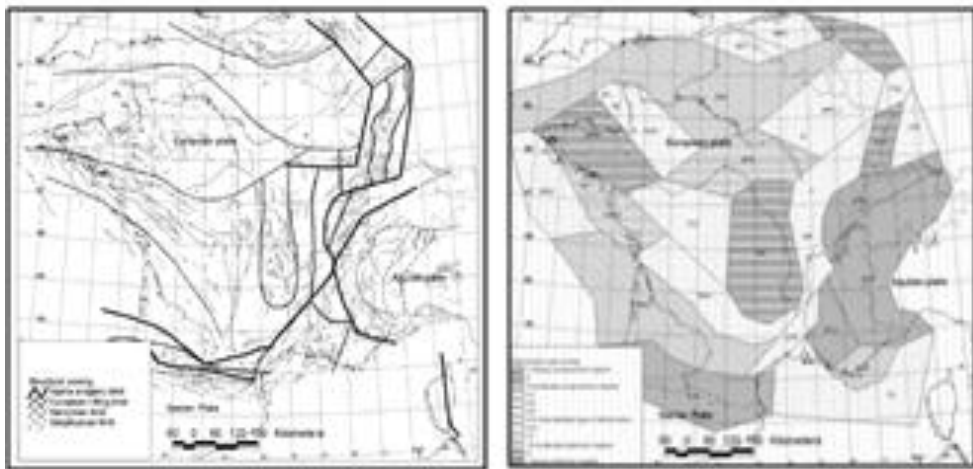


Fig.2.2-2.- método no zonificado y zonificado respectivamente

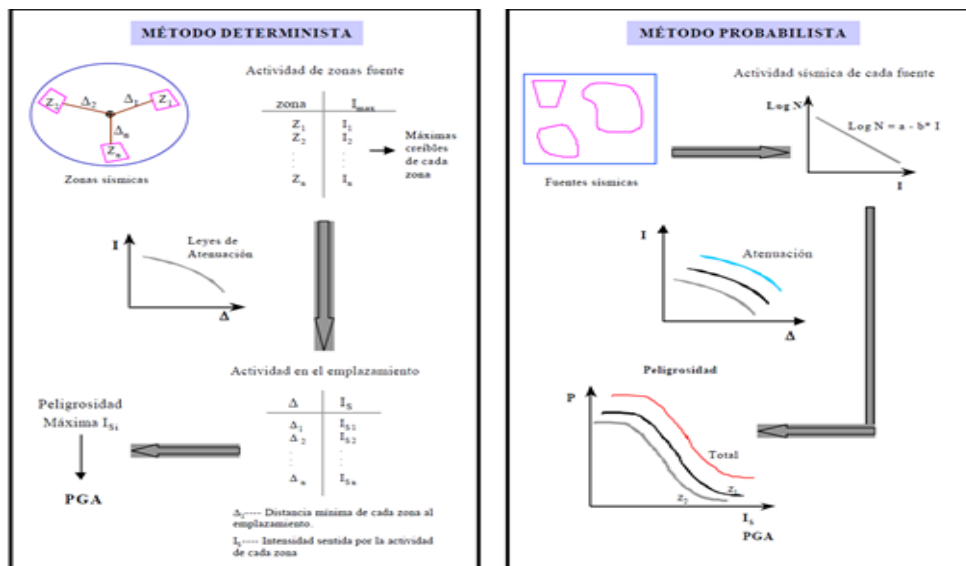


Fig.2.2-3.- Esquema de los métodos de cálculo de la peligrosidad

#### 2.2.4. Elección del método análisis probabilista de amenaza sísmica (PSHA)

El método probabilista resulta más adecuado para un estudio de peligrosidad dirigido a establecer criterios de diseño sismorresistente, debido a que facilita las aceleraciones esperadas asociadas a su probabilidad de excedencia o periodo de retorno, dadas por medio de una curva de peligrosidad. Esto es fundamental en el diseño sismorresistente, ya que la probabilidad asumida debe depender de la importancia de la edificación, como reconocen la mayor parte de las normativas en todo el mundo.

Con las probabilidades de excedencia anuales de la intensidad del movimiento fuerte del suelo producido por terremotos en el entorno de un cierto emplazamiento, se pueden establecer las intensidades a adoptar en el diseño de diferentes tipos de edificación: edificios convencionales, edificios públicos, edificios de funciones esenciales, instalaciones críticas, etc. Normalmente se adoptan probabilidades de excedencia menores a medida que aumenta la importancia de la estructura, lo que supone adoptar un diseño más conservador, ya que el riesgo que se asume es menor. Para ello, las normativas generalmente adoptan una cierta probabilidad para viviendas convencionales (generalmente 10 % de excedencia en 50 años) y proponen factores de importancia asociados a distintos tipos de edificios. El papel de estos factores es disminuir la probabilidad de excedencia del movimiento con el que se regula el diseño de otro tipo de edificaciones que requieren asumir menor riesgo (p.e. edificios públicos, hospitales, escuelas, etc).

Además, para una probabilidad de excedencia anual dada (o periodo de retorno), actualmente se tiende a estimar, no solo la aceleración pico del movimiento (PGA), sino también las aceleraciones espectrales asociadas a distintos periodos estructurales, lo que permite construir los denominados espectros de probabilidad uniforme (UHS). Con ellos pueden calibrarse las formas espectrales a proponer en la normativa, como se hará finalmente en este TFM.

Por el contrario, con un método determinista no se puede calcular el periodo de retorno y, por lo tanto, no se podrían determinar probabilidades de excedencia de un cierto movimiento, sino únicamente los movimientos máximos esperados, independientemente de su frecuencia. Esto supone un inconveniente a la hora de dirigir los resultados a una norma de edificación.

En el marco de los métodos probabilistas, se ha impuesto en las últimas décadas la metodología conocida como Probabilistic Seismic Hazard Assessment (PSHA), que se desarrollará con detalle en el siguiente apartado. Dadas las incertidumbres que conllevan la definición de fuentes sísmicas y la selección de los modelos de atenuación o movimiento fuerte del suelo, la metodología PSHA propone introducir en el cálculo diferentes opciones referentes a catálogos sísmicos, geometría y caracterización de zonas fuente, distribución temporal y espacial de magnitudes dentro de cada zona, leyes de atenuación a incluir en el análisis, etc. Se generan así un conjunto de resultados asociados a las diferentes opciones de cálculo, a partir de los cuales se calculan los valores medios o modales junto con su dispersión, lo que permite la estimación de intervalos de confianza. De esta manera se cuantifican las incertidumbres inherentes a las diferentes opciones consideradas.

#### 2.2.4.1. Fases del PSHA

El PSHA supone una mejora de los métodos convencionales de cálculo probabilista de peligrosidad sísmica, ya que incorpora elementos nuevos como análisis cuantitativo de incertidumbres y desagregación de la peligrosidad. Para contemplar las diferentes opciones en cada estado del proceso, se configura un árbol lógico, compuesto por ramas y nodos. Cada rama representa un estado (p.e zonificación adoptada, ley de atenuación, etc.); mientras que cada rama de un nodo representa la opción contemplada del correspondiente estado (p.e zonificación 1, zonificación 2, etc). La fiabilidad que se otorga a cada opción se representa por medio de un peso asignado a la correspondiente rama, que habitualmente se fija con un comité de expertos.

El cálculo PSHA consta de las siguientes fases que se describen a continuación:

1. Determinación de los parámetros y opciones de entrada para el cálculo de peligrosidad sísmica, incluyendo:
  - a. Fuentes sísmicas. Diferenciando entre fallas y áreas de sismicidad homogénea (método zonificado). Se define los modelos de sismicidad y de recurrencia temporal de terremotos.
  - b. Asignación de los modelos de movimiento fuerte del suelo asociados a cada falla y a cada zona sismogénica.
2. Configuración del árbol lógico con todas las opciones y sus parámetros de entrada.
3. Asignación de pesos a las diferentes ramas del árbol lógico, con las opiniones de un comité de expertos.
4. Cálculo de la peligrosidad sísmica para las entradas representadas y definidas en el árbol lógico.
5. Presentación de los resultados de curvas de probabilidad y espectros.
1. Análisis de sensibilidad de las diferentes opciones en los resultados del árbol lógico.
2. Desagregación de la amenaza y determinación del sismo de control.

##### 2.2.4.1.1. Determinación de la peligrosidad en un emplazamiento

En la Figura 2.2-4 se esquematizan las fases en las que típicamente se estructura el cálculo de la peligrosidad en un emplazamiento, considerando sólo un conjunto de opciones de entrada.

Dichas fases son:

1. Análisis de la sismicidad y tectónica de la zona. Esta fase conlleva:
  - a. La adopción del modelo de sismicidad a utilizar, en nuestro caso será zonificado (incluyendo fallas y zonas sismogénicas).

- b. Modelo de recurrencia temporal, donde se establece la relación entre la frecuencia con la que ocurre un terremoto y su magnitud u otros parámetros (magnitudes umbrales y máximas, intensidades). Se aplicará la ley de Gutenberg Richter.
2. Determinación del modelo de predicción del movimiento fuerte del suelo o ley de atenuación para la zona. Se puede adoptar más de un modelo.
3. Resolución de la integral de la amenaza.
4. Presentación de resultados: curvas, mapas de amenaza y espectros de respuesta.

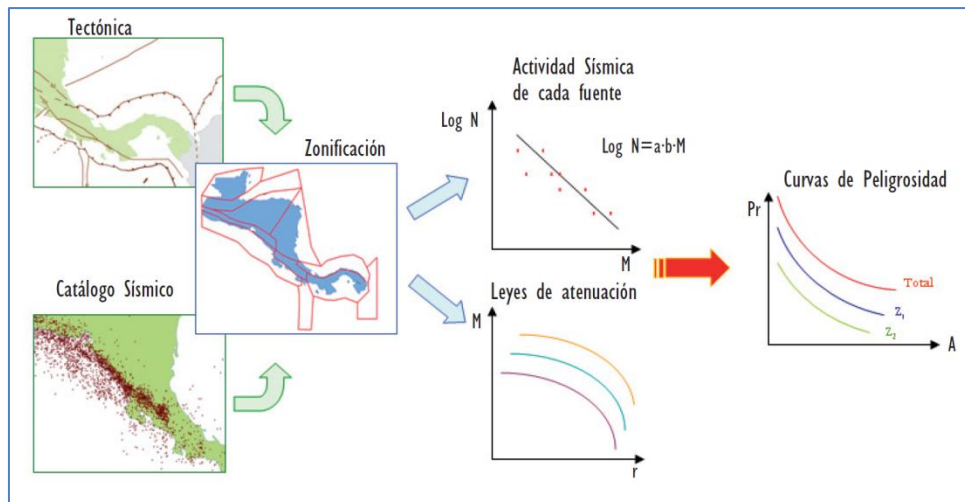


Fig2.2-4.-Fases del cálculo de la peligrosidad mediante un método probabilista.

### ✓ Fase I: Modelo de sismicidad y recurrencia

Para realizar cualquier estudio de peligrosidad, en primer lugar, se debe analizar la sismicidad y tectónica del área a estudiar para determinar qué fuentes sísmicas suponen peligro potencial. Se determina el área de estudio, limitando la zona cuyos terremotos puedan suponer peligro potencial en el emplazamiento de estudio, por ser significativos los movimientos que generen.

En segundo lugar, es fundamental contar con un catálogo completo, homogéneo y depurado que incluya todos los terremotos que se hayan producido en dicha zona. La falta de completitud en catálogos históricos o instrumentales, debido a la pérdida de información de los sismos moderados o pequeños al remontarnos en el tiempo, constituye un problema a la hora de ajustar los sismos catalogados a una ley de recurrencia. La solución que se adopta es una corrección por falta de completitud, que se efectúa tras un estudio pormenorizado de este aspecto.

Por otra parte, el catálogo se depura eliminando los terremotos de magnitud pequeña que se considera que no influyen en la peligrosidad por no superar el umbral de movimiento fijado. Además, se eliminan aquellos eventos cuyos registros estén incompletos por ausencia de alguno de sus parámetros: magnitud, fecha, profundidad o agencia.

- *Modelo de sismicidad: Método zonificado*

El modelo de sismicidad zonificado descompone el área que potencialmente constituye un peligro sísmico en zonas sismogénicas de geometría bien definida (zonas con sismicidad uniforme o fallas). Éstas responden a un mismo patrón de sismicidad que las caracteriza y distingue.

- *Modelos de recurrencia: Ley de Gutenberg-Richter*

La utilización de un método zonificado implica caracterizar cada zona por una ley de recurrencia que consiste en la distribución de tamaños de terremotos en un intervalo de tiempo determinado.

El *modelo o ley de Gutenberg-Richter*, que relaciona frecuencia de terremotos y magnitud, sigue siendo el más extendido para caracterizar las zonas sismogénicas en un análisis PSHA. Esta ley establece una proporción constante entre el número de sismos grandes y pequeños para una determinada zona, asumiendo que el número acumulativo de sismos que superan cada grado de magnitud varía linealmente con este parámetro (Fig.2.2-4). La expresión matemática es:

$$\text{Log}N = a - bM$$

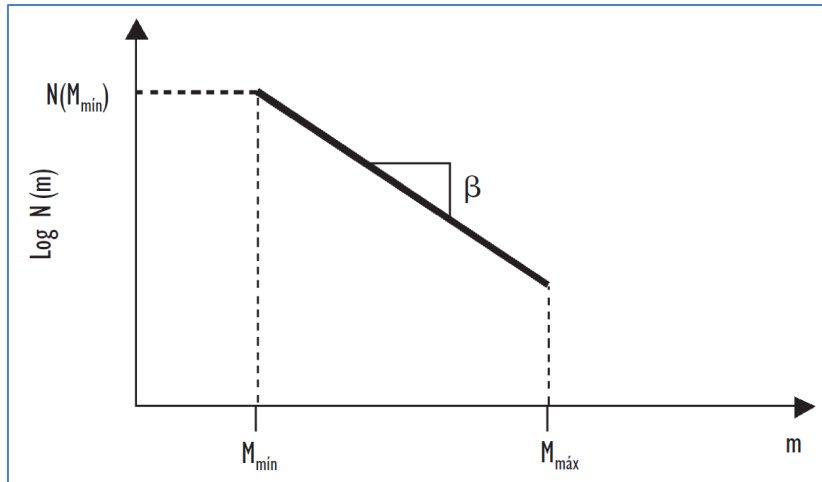
Donde:

$N$ : número de sismos con magnitud  $\geq M$

$M$ : magnitud

$b$ : pendiente de la relación, que representa la proporción entre el número de sismos grandes y pequeños en la zona

$a$ : parámetro que permite estimar la tasa anual de terremotos que superan una magnitud  $m_{\min}$ ,  $N(m_{\min})$ .



*Fig.2.2-5.- Representación Gutenberg-Richter para una falla o zona sismogénica, truncada con valores umbrales de magnitud  $M_{\min}$  y  $M_{\max}$ .*

Esta ley supone que la sismicidad se ajusta a una ley de recurrencia de tipo exponencial entre dos valores extremos de magnitud que son, respectivamente, la mínima,  $M_{\min}$ , y la máxima de la zona,  $M_{\max}$ . Es equivalente a considerar que el modelo de distribución es un modelo de Poisson.

Para el ajuste de la sismicidad de una zona a este modelo se consideran generalmente los datos de sismicidad histórica e instrumental y se determinan los parámetros  $a$  y  $b$  mediante análisis de regresión.

Con la ley deducida, se puede extrapolar la sismicidad del pasado para predecir la sismicidad futura.

## ✓ Fase II: Modelos de predicción del movimiento fuerte del suelo

Una vez determinado el modelo de sismicidad de la región de interés para el estudio PSHA, se debe establecer el modelo de predicción del movimiento fuerte del suelo en el emplazamiento (también conocido frecuentemente como *ley de atenuación*). Dicho modelo relaciona el movimiento del terreno en el emplazamiento (una aceleración o velocidad) con el parámetro que establece el tamaño del sismo en la fuente (intensidad macrosísmica  $I$  o magnitud  $m$ ), la distancia fuente-emplazamiento,  $r$ , y una medida de la dispersión del modelo.

Además se pueden incluir, como variables del modelo, otros términos como el tipo de mecanismo de falla, el factor del suelo, el tipo de distancia (ruptura, epicentral, hipocentral), la profundidad a la que se ha producido el sismo, etc.

Generalmente, la ecuación de predicción del movimiento del terreno se formula de la siguiente forma:

$$\ln y = \psi(r, m, \dots) + \varepsilon \sigma_{\ln y}$$

Donde:

$\ln y$ : logaritmo neperiano del parámetro del movimiento en el emplazamiento. La variable  $y$  suele representar la PGA o alguna velocidad o aceleración espectral, SV o SA.

$\psi(r, m, \dots)$ : es una función de la magnitud, de la distancia y eventualmente de otras variables (factor de suelo, tipo de falla, etc. Por definición, para  $\varepsilon = 0$  se obtiene la media de la distribución normal, es decir:  $\psi(r, m, \varepsilon = 0) = \overline{\ln y}$ ).

$\varepsilon \sigma_{\ln y}$ : se denomina término de error del modelo del movimiento y tiene gran importancia en los estudios de amenaza. Consta de dos factores:

- El parámetro  $\varepsilon$  es un número real que indica el número de desviaciones estándar,  $\sigma_{\ln y}$ , utilizadas para evaluar el movimiento  $\ln y$ . Por ejemplo, si  $\varepsilon = 1$ , estaríamos prediciendo el movimiento como el valor medio (para cierta  $m$  y  $r$ ) más una desviación,  $\ln y = \overline{\ln y} + \sigma_{\ln y}$
- $\sigma_{\ln y}$ : es la desviación estándar del  $\ln y$ . Normalmente se calcula mediante un análisis de regresión  $y$ , por lo general, considera que sigue una distribución log-normal.

Por otro lado, existen varias maneras de definir las variables incluidas en los modelos de movimiento (Abrahamson y Shedlock, 1997), lo que se traduce en diferentes definiciones de magnitud, distancia, etc. (por ejemplo  $M_s$ ,  $M_w$ ,  $M_b$ ,  $R_{ep}$ ,  $R_{hip}$ ,  $R_{rup}$ , etc).

Esto puede suponer un problema, ya que cada modelo emplea diferentes variables y complica la elección del mejor modelo para un cierto emplazamiento. Para resolverlo, se establecen unas formas de conversión entre diferentes tipos de variables

En la figura 2.2-6 se presenta un ejemplo de ajuste de datos a una ley de atenuación. Se representa un modelo promedio para dos magnitudes, con los correspondientes intervalos



de confianza del 95%. Además se aprecia cómo varían los datos con respecto a la media del modelo.

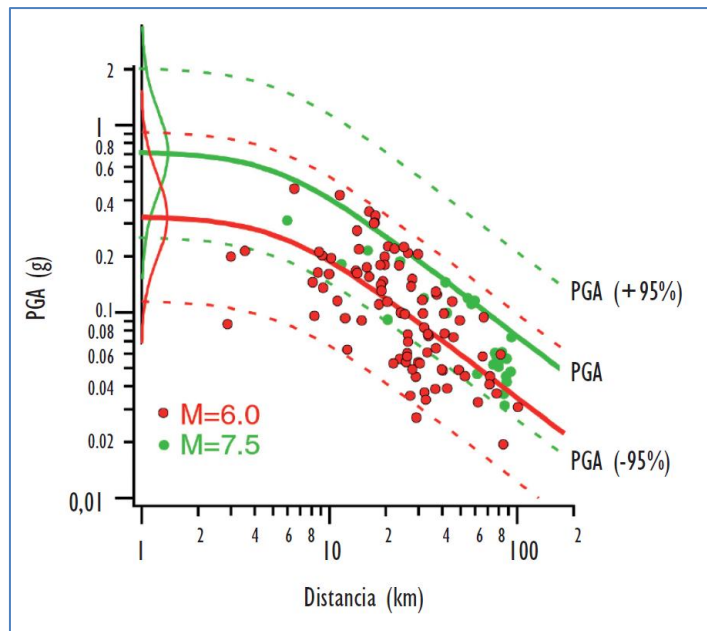


Fig.2.2.6.- Modelo de movimiento fuerte del suelo, expresado en términos de PGA (g) en función de la distancia (km) para dos valores de magnitud. Las líneas continuas dan la variación de la PGA media y las discontinuas dan los percentiles del 5% (PGA -95%) y del 95% (PGA +95%).

### ✓ Fase III: Resolución de la integral de peligrosidad

Una vez establecidos los modelos de recurrencia de terremotos, las zonas sismogénicas donde estos ocurren, y los modelos de predicción del movimiento fuerte del suelo en el emplazamiento, se tienen todos los elementos necesarios para resolver la integral de la peligrosidad, según el planteamiento probabilista de Cornell (1968). La peligrosidad se evalúa entonces como la probabilidad de superación de un valor umbral del parámetro de movimiento en el emplazamiento, debido a la actividad de todas las zonas sismogénicas que rodean al mismo y que pueden contribuir al movimiento esperado.

La expresión de cálculo debida a un conjunto N de fuentes sísmicas tiene como límites las magnitudes y distancias mínimas y máximas de la fuente y los valores en los que se trunca la relación de predicción del movimiento. Si ésta no se trunca, entonces la integral correspondiente a la variable  $\varepsilon$  se valúa entre  $\pm\infty$ . La expresión se define a continuación:

$$\lambda(y > Y) = \sum_{i=1}^N \lambda_i(y > Y) = \sum_{i=1}^N v_i \iiint P_i[y > Y|m, r, \varepsilon] f_{Mi}(m) f_{Ri}(r) f_{\varepsilon i}(\varepsilon) dm dr d\varepsilon$$

Donde:

$\lambda(y > Y)$ : representa la tasa anual de excedencia del nivel del movimiento  $Y$ , debida a ocurrencia de terremotos en las  $N$  fuentes, que es suma de las tasas anuales de excedencia  $\lambda_i(y > Y)$  por la actividad de cada una de las fuentes (las cuales presentan una tasa anual de ocurrencia de terremotos  $v_i$ ).

$P_i[y > Y|m, r, \varepsilon]$ : probabilidad de excedencia de  $Y$  condicionada a las variables  $m, r$  y  $\varepsilon$ .

$f_{Mi}(m), f_{Ri}(r), f_{\varepsilon i}(\varepsilon)$ : funciones de densidad de probabilidad (o PDF, del inglés *Probability Density Function*) de magnitud, distancia y épsilon, respectivamente. La forma de construir estas funciones se detalla en el Anexo 4.

#### ➤ Resolución numérica de la integral

Una vez conocida la forma de todos los elementos se puede resolver la integral de la peligrosidad utilizando las funciones de densidad  $f(x)$  o las funciones de distribuciones  $F(x)$ , siendo  $x$  cada una de las variables  $m, r$  y  $\varepsilon$  (detallados en Anexo 4). Utilizando las funciones de distribución y operando, la ecuación se escribe de la siguiente manera:

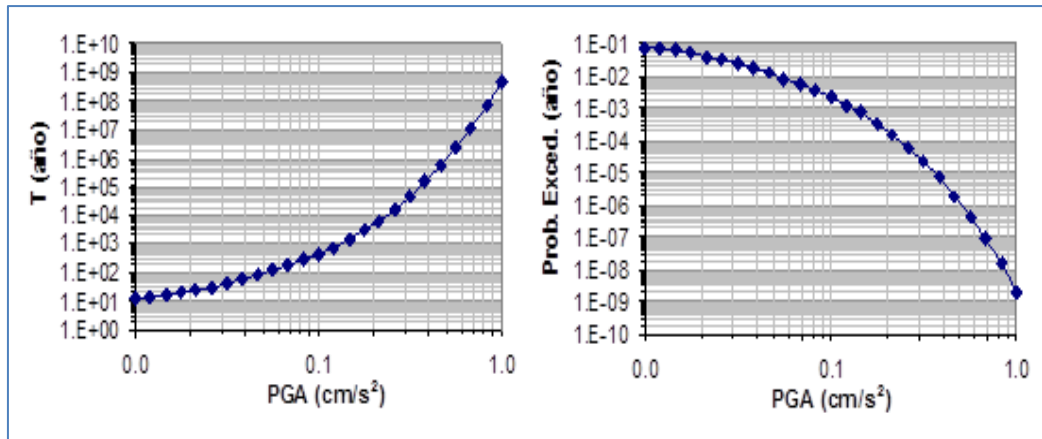
$$\lambda(y > Y) = \sum_{i=1}^N \lambda_i(y > Y) = \sum_{i=1}^N v_i \sum_{u=Mmin}^{Mmax} \sum_{v=Rmin}^{Rmax} \sum_{w=\varepsilon min}^{\varepsilon max} [F_i(m_{u+1}) - F_i(m_u)] \cdot [F_i(r_{v+1}) - F_i(r_v)] \cdot [F_i(\varepsilon_{w+1}) - F_i(\varepsilon_w)]$$

Esta es la ecuación a resolver para el cálculo de peligrosidad. Se refiere a un sólo emplazamiento y  $N$  fuentes, y permite calcular la probabilidad de excedencia de un nivel del movimiento específico. Sin embargo, los estudios de peligrosidad son generalmente más completos, y suelen dar la probabilidad de excedencia de varios niveles del movimiento, expresada a través de diversos parámetros; y en ocasiones, no en un único emplazamiento, sino en una región más extensa.

#### ✓ Fase IV: Representación de resultados: curva de peligrosidad

La curva de la peligrosidad en un cierto sitio (Fig.2.2-9) proporciona la probabilidad anual de excedencia o su inversa, el periodo de retorno (en ordenadas), de una serie de valores

de un determinado parámetro del movimiento, que puede ser aceleración o intensidad de referencia (en abscisas).



*Fig.2.2-9.-Curva de peligrosidad para un emplazamiento expresada en función del periodo de retorno (izq) o de la probabilidad anual de excedencia (dcha)*

Para establecer esta curva se requiere resolver la integral de la peligrosidad para varios valores del parámetro del movimiento de referencia,  $Y$  (ejemplo: varios valores de PGA).

Una vez determinado el valor de la probabilidad anual de excedencia ( $\lambda$ ) o periodo de retorno ( $T$ ) correspondiente a un determinado nivel de movimiento del terreno, el cálculo de la probabilidad de excedencia de dicho movimiento en un periodo de  $t$  años es inmediato:

$$P(y > Y \text{ en } t \text{ años}) = 1 - e^{-\lambda t}$$

Donde  $\lambda$  es la tasa anual de excedencia del movimiento,  $Y$ , y  $t$  es el tiempo.

#### 2.2.4.1.2. Análisis de incertidumbres

La falta de conocimiento profundo de los procesos físicos involucrados en la generación, propagación y atenuación de la energía, y la imprecisión de los modelos físico-matemáticos empleados para describir todos ellos, son factores que introducen gran incertidumbre en los resultados del análisis probabilista de la peligrosidad. Ante la imposibilidad de eliminar por completo estas incertidumbres, se han desarrollado técnicas de reconocimiento, cuantificación y, en la medida de lo posible, reducción de las mismas.

La clasificación más utilizada de incertidumbres es la que sigue:

- Incertidumbre epistémica o epistemológica: inherente a los modelos asumidos de sismicidad, zonificación, predicción del movimiento, etc. Sólo se puede estimar conociendo el modelo real.
- Incertidumbre aleatoria: asociada a errores en la estimación de parámetros de un determinado modelo. Pueden reducirse aumentando la cantidad y calidad de los datos existentes para estimar con mayor precisión dichos parámetros.

Ambos tipos de incertidumbres se presentan en las diferentes fases de cálculo de la peligrosidad sísmica.

La metodología de árbol lógico que se presenta a continuación permite de calibrar y cuantificar la incertidumbre epistémica.

### **Metodología de árbol lógico**

El árbol lógico o árbol de decisión es una herramienta usada en estudios de peligrosidad sísmica con el fin de contemplar todas las opciones que se pueden incluir en el análisis, y establecer cuales pueden ocurrir con más probabilidad que otras.

El diseño típico del árbol lógico consta de diversos nodos y ramas. Los nodos representan los elementos del análisis de peligrosidad cuya incertidumbre se quiere cuantificar (ejemplo: ley de atenuación) y las ramas indican las diferentes opciones consideradas para cada nodo, al cual se atribuye un peso que indica la probabilidad de que la rama represente el valor correcto. De esta forma, la suma de todos los pesos de las ramas de un mismo nodo debe ser la unidad (Fig.2.2-10).

Frecuentemente se combinan las soluciones de las diferentes ramas a fin de dar un único resultado del análisis de peligrosidad. Para ello, se lleva a cabo un tratamiento estadístico ajustando a una distribución normal las tasas anuales de excedencia de las múltiples opciones del árbol lógico. Llamando  $X_i$  ( $i = 1, \dots, n$ ) al valor del movimiento de la rama  $i$ -ésima del árbol lógico y  $w_i$  al correspondiente peso (peso normalizado, es decir,  $\sum_{i=1}^n w_i = 1$ ), entonces el valor medio ( $\bar{X}$ ) y la desviación típica estándar ( $\sigma_w$ ) de la distribución de peligrosidad total vienen dados por las siguientes expresiones:

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^n w_i X_i, \quad \sigma = \sum_{i=1}^n w_i (X_i - \bar{X}) \quad \text{y} \quad COV = \sigma / \bar{X}$$

La desviación estándar  $\sigma_w$  da una medida de la incertidumbre total del movimiento del suelo esperado en el emplazamiento para el periodo de retorno especificado. Es

importante resaltar que la incertidumbre total depende de la amplitud del movimiento del suelo para el que se evalúa la peligrosidad.

La covarianza  $COV$  es la medida de dispersión conjunta de la media y la desviación estándar. Varía desde 0 hasta 1.

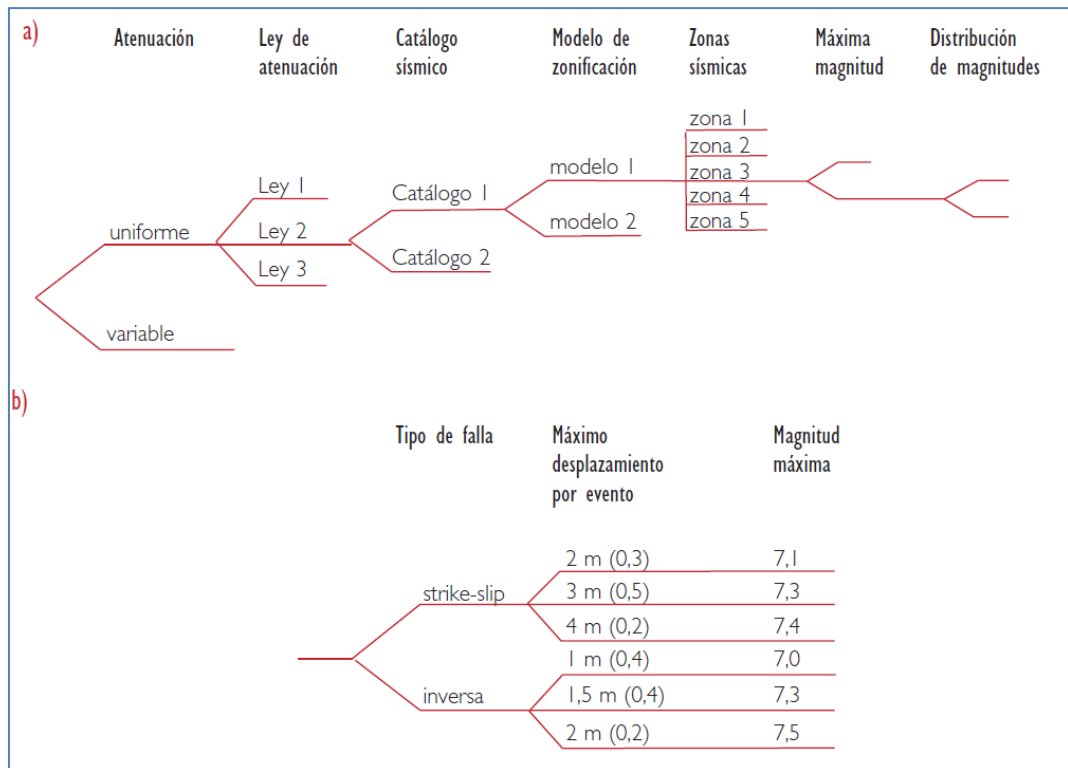


Fig.2.2-10.-a) Estructura general de árbol lógico para la estimación probabilista de la peligrosidad sísmica. b) Ejemplo de una parte de árbol lógico correspondiente a la estimación de la magnitud máxima. Los números entre paréntesis son los pesos asociados a cada opción. Fuente: Amenaza sísmica en América Central

### Juicio de expertos y análisis de sensibilidad

La metodología del árbol lógico contiene un factor fundamental que la diferencia de otras técnicas analíticas, y es que requiere de la intervención subjetiva del analista a la hora de asignar pesos a las diferentes ramas del árbol.

La asignación de pesos presenta una importancia decisiva en los resultados del estudio PSHA, cobrando un acento extremo cuando se trata de evaluar la peligrosidad sísmica de un emplazamiento donde se asienta una estructura crítica o de características especiales.

En estas situaciones no se delega toda la responsabilidad en un sólo analista, sino que se distribuye entre un comité de especialistas que en sucesivas reuniones van adoptando una solución consensuada. Se incluye la opinión de los expertos de una manera uniformizada y calibrada para eliminar la dispersión que puede causar por diversidad de opinión.

Este proceso formal de juicio estructurado de expertos se denomina *licitación de expertos*, y sigue un protocolo dividido en varias fases bien definidas.

### 2.3. Caracterización del movimiento sísmico: espectros de respuesta

Una vez hecho el estudio de peligrosidad en un emplazamiento, se debe caracterizar el movimiento con fines de diseño sismorresistente mediante parámetros y formas de representación que se introducirán después en los cálculos dinámicos de las estructuras.

#### 2.3.1. Espectro de repuesta

Con el fin mencionado, uno de los parámetros más empleados es la **aceleración pico, PGA**, que constituye una medida de la fuerza que ofrece la estructura al movimiento y, por tanto, de su capacidad de daño. También es determinante el contenido frecuencial del movimiento. En efecto, la propiedad dinámica que define una estructura es su frecuencia natural. Cuando ésta coincide con la frecuencia predominante del movimiento se produce el efecto de resonancia y la energía se amplifica, pudiendo causar mayor daño.

Así, la forma más completa de representar el movimiento para fines de diseño es por medio de un **espectro de repuesta**, que es un diagrama de representación de los valores máximos de la respuesta de un sistema amortiguado con un grado de libertad, sometido a una excitación dinámica, en función de la frecuencia natural del sistema. Dicha respuesta, puede expresarse en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento para las distintas frecuencias del movimiento,  $SA(\omega)$ ,  $SV(\omega)$  o  $SD(\omega)$ . Se presenta en la figura 2.3-1 un esquema gráfico de la construcción de este tipo de espectros.

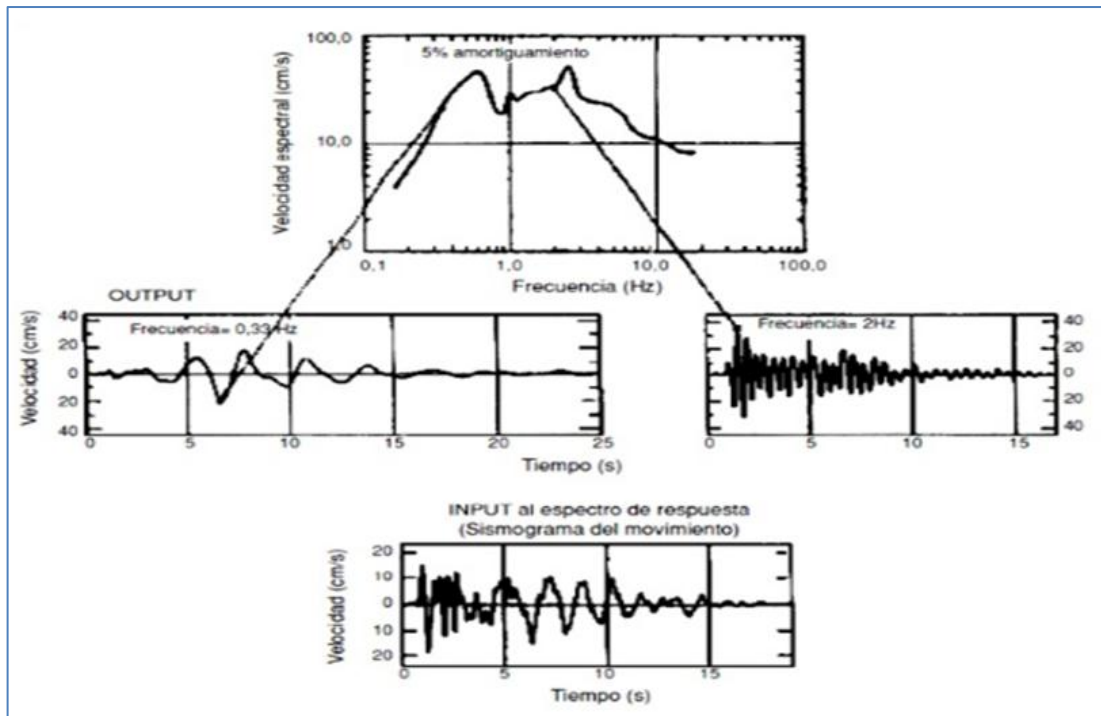


Fig.2.3-1.-Esquema de construcción de espectro de respuesta (Hays, 1980)

La interpretación física de los parámetros espectrales y la relación entre ellos se explican por las leyes de la mecánica que rigen la respuesta de un oscilador, cuyo fundamento teórico ha sido expuesto por Housner (1961) y Jennings (1983), entre otros.

Cabe destacar, por su importancia práctica, la relación existente entre valores pico del movimiento y ordenadas espectrales. La aceleración pico del movimiento determina el límite de alta frecuencia del espectro ( $SA(\omega \approx \infty) \equiv PGA$ ), mientras que el desplazamiento pico condiciona el de baja frecuencia ( $SD(\omega \approx 0) \equiv PGD$ ).

Debido a la relación que existe entre ellos, el diagrama trilogarítmico es la forma más común de representar en ingeniería sísmica simultáneamente los valores del desplazamiento  $SD(\omega)$ , junto con valores aproximados de los otros dos parámetros, pseudo-velocidad espectral,  $PSV(\omega)$ , y pseudo-aceleración espectral  $PSA(\omega)$ . Se construyen así pseudo-espectros, que constituyen una aproximación aceptable a los espectros de respuesta reales.

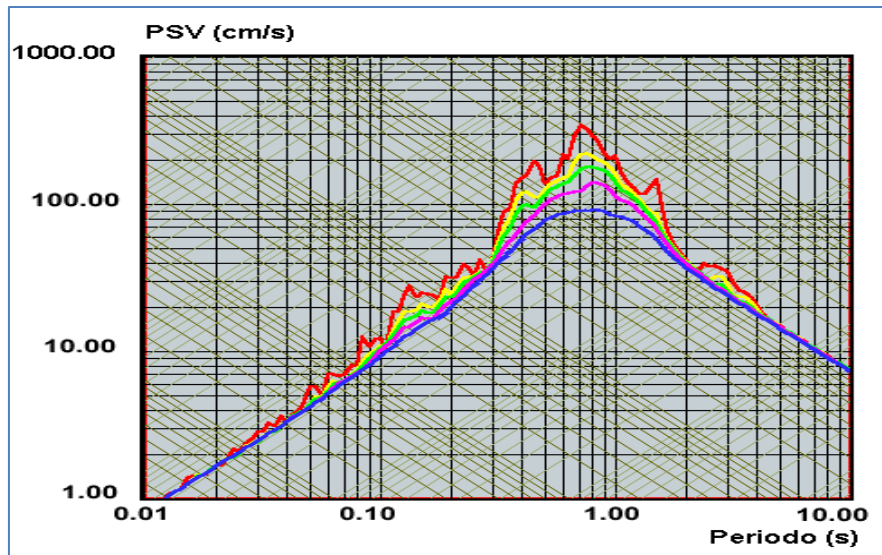


Fig. 2.3-2.- Pseudo-espectro de repuesta en diagrama trilogarítmico. Terremoto de San Salvador 1986 (amortiguamientos 0, 2.5, 5, 7.5 y 10%)

Se suele usar en ingeniería el espectro de demanda, que relaciona la aceleración con el desplazamiento (Fig.2.3-3).

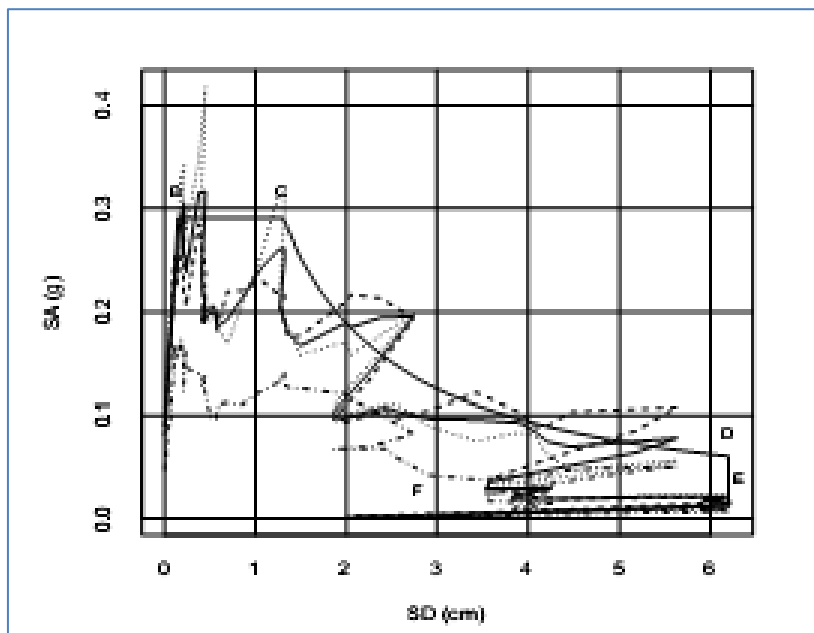


Fig.2.3-3.-espectro demanda, aceleración-desplazamiento



Se ha demostrado con un sistema de un grado de libertad de masa  $m$ , la relación  $F_{max} = m \times PSA$ , una formula de tipo “*masa por aceleración*”, que permite definir la fuerza estática equivalente al movimiento sísmico, y que se asocia al desplazamiento máximo. Esta idea es la base de los métodos de fuerzas equivalentes contenidos en las normas sismorresistentes.

La caracterización del movimiento del suelo (máximo o probable) por medio de espectros de respuesta es generalmente, el paso final de todo estudio de peligrosidad dirigido al diseño sismorresistente. Es, por tanto, la base del capítulo dedicado al movimiento del suelo en las normativas.

### 2.3.2. Forma espectral estándar y espectros de peligrosidad uniforme (U.H.S)

Las técnicas empleadas para buscar los espectros de repuesta ha ido evolucionando a medida que ha aumentado el número de registros instrumentales.

#### ➤ *Forma espectral estándar*

El procedimiento tradicionalmente empleado para la deducción de los espectros buscados, comienza con el análisis de la peligrosidad del emplazamiento, dando como resultado el valor esperado de PGA. El espectro de respuesta del movimiento se estima entonces “escalando” una forma espectral estándar con el valor de la PGA calculado previamente y, para ello, se hace coincidir con la ordenada espectral de periodo cero, ( $SA(T = 0) \equiv PGA$ ), hecho justificado por la relación explicada anteriormente.

La deducción de espectros de respuesta en un emplazamiento dado empleando una forma espectral estándar, ha sido una práctica habitual impuesta por casi todas las normativas.

#### ➤ *Espectros de peligrosidad uniforme (U.H.S)*

Una metodología más moderna se dirige al cálculo de espectros de peligrosidad uniforme, U.H.S (Uniform Hazard Spectra), cuyas ordenadas espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todo el rango de frecuencias, a diferencia de los obtenidos por métodos tradicionales, en los que sólo se controla la probabilidad de la PGA, es decir, de la aceleración espectral de periodo cero.

Para construir el UHS, es necesario determinar la curva de peligrosidad para diferentes ordenadas espectrales y fijar un periodo de retorno común, construyendo para el mismo el UHS las ordenadas espectrales de ese periodo uniendo *punto a punto*. (Fig.2.3-4).

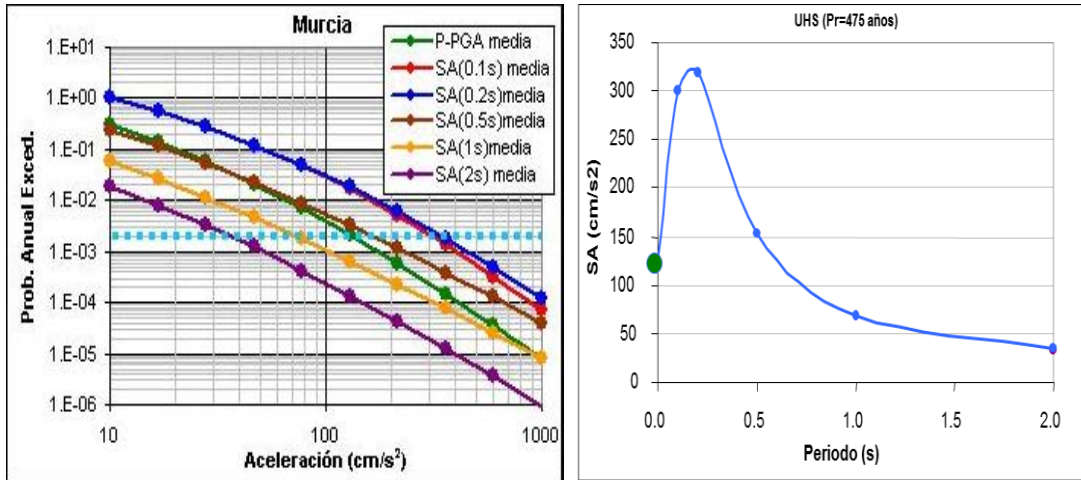


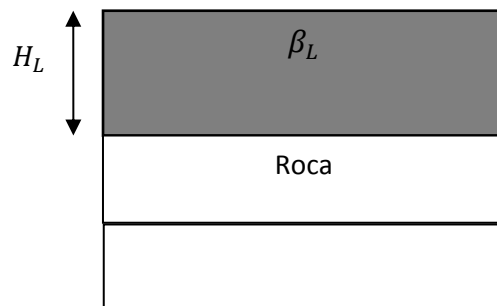
Fig.2.3-4.-curvas de peligrosidad para distintas ordenadas espectrales (izq.) y UHS para cierta probabilidad anual o periodo de retorno (dcha).

## 2.4. Efecto local: clasificación de suelos y factor de amplificación

El efecto local (amplificación o deamplificación) depende de la composición del suelo y de la topografía. Los accidentes topográficos (valle, cañón, colina, etc.) introducen un efecto de amplificación o de deamplificación al movimiento del sismo que llega desde la fuente, debido a interferencias constructivas o destructivas de las ondas incidentes y difractadas por los bordes del accidente. Para cuantificar este efecto, cada caso debe ser estudiado independientemente.

En cuanto al efecto geológico, se considera el suelo como una capa de espesor  $H_L$  con velocidad de ondas de cizalla  $\beta_L$ , sobre el lecho rocoso, y su comportamiento es como el de un oscilador que puede vibrar con diferentes modos. Así, el periodo que corresponde al primer modo de vibración (periodo natural) está calculado por la siguiente expresión:

$$T_n = 4H_L / \beta_L$$



Cuando el periodo predominante del movimiento (asociado a la máxima amplitud) es similar al periodo natural del suelo, se produce amplificación por resonancia, como consecuencia de la interferencia constructiva entre la radiación incidente y la reflejada en la base de la capa.

A continuación, se muestra en la figura 2.4-1 el efecto de la amplificación del movimiento en una serie de estaciones localizadas sobre una capa sedimentaria.

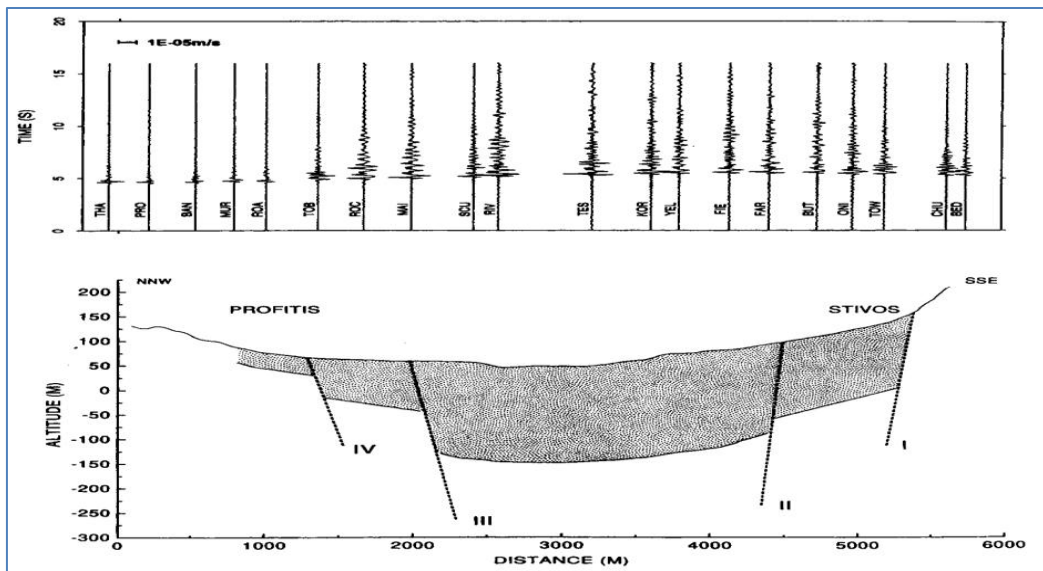
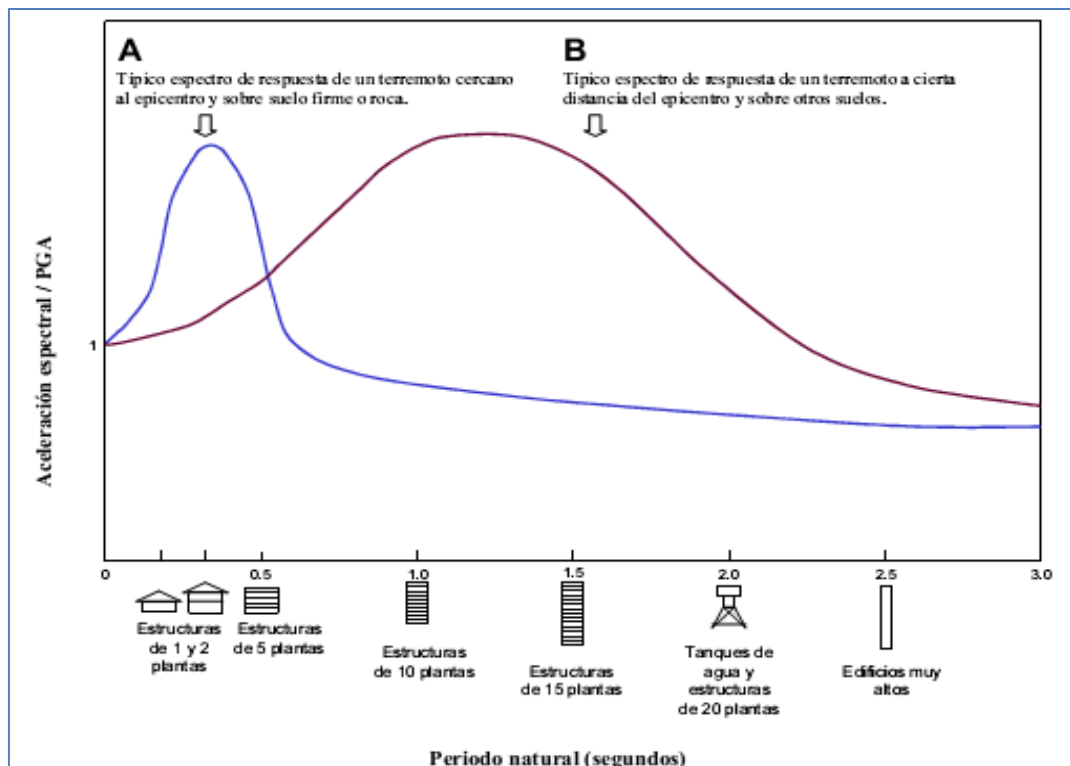


Fig.2.4-1.- Amplificación local. Fuente: EURO-SEISTEC (Jongmans et al., 1998) perteneciente a un estudio de la cuenca de Volvi.

Los suelos blandos tienen baja frecuencia propia y tienden a amplificar las bajas frecuencias del movimiento, determinando también así la forma de los correspondientes espectros, que presentan mayores amplitudes en el rango de largos periodos.

La respuesta de un edificio está fuertemente condicionada por la relación entre la frecuencia predominante del movimiento (en la base rocosa), la natural del suelo y la propia del edificio. Si todas ellas son del mismo orden, se produce la resonancia, lo que ocasiona mayores daños a la estructura.

A continuación (Fig.2.4-2) se presenta un ejemplo con dos *espectros tipo*, obtenidos respectivamente en campo próximo y suelo duro (A) y en campo lejano y suelo blando (B). En el eje de abscisas se representa el tipo de estructuras cuyo periodo natural coincide con el representado en el eje, debido a la relación entre éste y la altura de la edificación.



*Fig.2.4-2.- Dos ejemplos típicos de espectros de respuesta, junto con el tipo de edificios que pueden verse más afectados (Coburn et al., 1992).*

El ejemplo A corresponde a un movimiento en un emplazamiento cercano al epicentro, situado sobre suelo duro o roca. El valor pico se presenta a alta frecuencia o bajo periodo, del orden de 0.3 s, por lo que el movimiento será más dañino para estructuras bajas y rígidas, que vibren con este periodo natural.

El ejemplo B muestra la forma típica de un espectro en un emplazamiento a larga distancia del epicentro, situado en suelo blando, desplazándose el valor máximo hacia mayores periodos, del orden de 1s. El movimiento representado será especialmente dañino para estructuras altas y flexibles, con este periodo propio.

Este ejemplo ilustra la importancia de introducir el efecto del suelo en las normativas, dada su influencia en el comportamiento de las edificaciones, no solo por la amplificación del movimiento, sino por los posibles efectos de resonancia cuando coinciden los periodos del movimiento y la estructura.

## 2.5. Caracterización del movimiento en las normativas

En general los espectros de diseño en las normativas de construcción, son formas espectrales suavizadas, medias o envolventes, construidas con tramos rectos (en escala logarítmica) que se aproximan a espectros de respuesta reales de la zona de aplicación (Fig. 2.5-1 izqda).

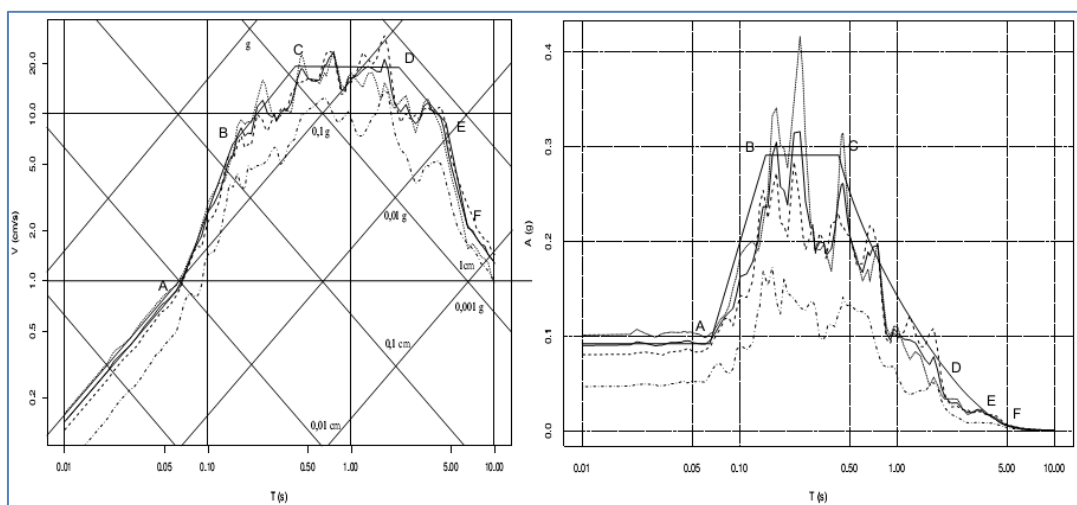


Fig.2.5-1.-espectro de respuesta normalizado

Estas formas espectrales han sido normalizadas por el valor de la aceleración máxima del terreno, por lo que, en realidad las ordenadas espectrales de la aceleración vienen dadas como factores de amplificación para distintos tramos de frecuencias o periodos, en función del amortiguamiento, del tipo de suelo y del tipo de terremoto (Fig.2.5-1 drcha).

En la figura 2.5-1 izquierda se muestran los pseudo-espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento, en diagrama trilogarítmico, pudiendo observar:

- Los tramos desde el origen hasta A y BC corresponden a la aceleración constante.
- El tramo CD corresponde a la velocidad constante.
- El tramo DE corresponde al desplazamiento constante, seguido por el tramo EF de velocidad variable.

Eso se representa de otra manera, en la figura 2.5-1 derecha, pero con la aceleración en el eje de ordenadas.

Con esta filosofía propuesta inicialmente por Newmark y Hall (1969), la normativa define los espectros de respuesta elástica de diseño a partir de la forma espectral de los tramos, dados por una expresión llamada factor de amplificación.

Este factor de amplificación y la separación de los tramos de periodos dependen del tipo de suelo del emplazamiento y de la posición del terremoto.

Por fin, el espectro de respuesta del movimiento horizontal se construye conociendo el valor de la aceleración máxima de cada emplazamiento dada por el cálculo de peligrosidad. Para el movimiento vertical se propone un porcentaje del espectro horizontal.

## **2.6. Fundamentos del comportamiento sísmico de edificios y sus estructuras**

### **2.6.1. Aspectos específicos del cálculo**

Desde el punto de vista de la respuesta al sismo, un edificio puede considerarse inicialmente como un oscilador con múltiples grados de libertad, cuyo comportamiento viene determinado tanto por los elementos estructurales como los no estructurales. La excitación sísmica provoca movimientos laterales y movimientos verticales, asociados a los correspondientes esfuerzos. Aunque los efectos verticales pueden ser relevantes en elementos singulares como voladizos de dimensiones importantes, tanto la menor magnitud de la excitación vertical en relación a la horizontal como, especialmente, las exigencias de seguridad establecidas para cargas verticales en hipótesis diferentes de la que incluye la carga accidental del sismo, hace que los efectos de las acciones sísmicas verticales queden habitualmente cubiertos con seguridad suficiente por las determinaciones del resto de las hipótesis, de modo que es habitual considerar sólo los efectos de la excitación lateral. Por otro lado, las exigencias de uso habituales en edificios requieren la configuración de elementos horizontales (o casi-horizontales) planos (plantas de piso) con requisitos de continuidad y rigidez importante que, por tanto imponen condiciones tales que dichos elementos pueden considerarse usualmente como diafragmas rígidos en su plano horizontal; de tal modo que los grados de libertad correspondientes a los movimientos posibles quedan restringidos -en horizontal- a los movimientos rígidos de dichos diafragmas.

Los movimientos entre planos quedan reducidos a tres componentes independientes posibles: desplazamientos en dos direcciones ortogonales (correspondientes a desplomes o inclinaciones de las verticales originales) y rotaciones (correspondientes a torsiones de los volúmenes verticales originales).

Todo modelo de edificio debe, por tanto, tener en cuenta dichas inclinaciones laterales y torsiones y, por lo tanto, las cargas y masas, así como las rigideces y capacidades de disipación de energía asociadas a dichos movimientos.

Las masas que intervienen en la situación sísmica (accidental) corresponden a la carga gravitatoria permanente (en su totalidad) más una fracción de la carga gravitatoria variable máxima que, por razones probabilísticas, no coexiste con la máxima excitación sísmica.

Por otro lado, tanto en la rigidez como en la disipación de energía, participan los elementos estructurales -o definidos como tales en el modelo y proyecto del edificio- y los no estructurales. Aunque es habitual en el análisis ignorar los efectos de los elementos no estructurales (e incluso en normativa avanzada los de elementos estructurales caracterizados como *secundarios*) han de tenerse en mente tanto sus efectos como sus requisitos de uso:

*Sus efectos:*

- en la rigidez: las particiones no estructurales en íntimo contacto con la estructura principal participan en la rigidez inicial, hasta que su degradación -si se produce- relaja dicha colaboración.
- en la masa: en tanto que los elementos no fijados rígidamente a los movimientos de la estructura pueden moverse con cierta independencia, participando por tanto, sólo parcialmente en el efecto inducido en la estructura.
- en la disipación de energía, en tanto que la energía disipada en dañar los elementos secundarios no estará disponible para dañar la estructura.

*Sus requisitos de uso:*

- según sea el tipo de comportamiento sísmico prescrito, las restricciones en daños a los elementos no estructurales pueden ser determinantes para establecer la respuesta estructural. El parámetro más usual en este caso es el desplazamiento relativo entre dos puntos sobre la misma vertical de dos plantas consecutivas (no es equivalente esta magnitud al denominado *interstorey displacement* en la literatura anglosajona, que responde a un valor medio de la medida señalada, pues habría que hacer la matización de que las torsiones de la edificación modifican ampliamente dichos valores para diferentes verticales).

Se consideran a continuación los modelos dinámicos habituales para la representación del comportamiento de la edificación y su estructura.

### **2.6.2. Oscilador de 1 grado de libertad: comportamiento elástico y plástico**

Los modelos de comportamiento dinámico de los osciladores de un grado de libertad (gdl), ampliamente conocidos y utilizados para caracterizar los parámetros de la acción sísmica - mediante los espectros de respuesta, etc.- son, por ser los más sencillos, referencia básica para representar el comportamiento de los edificios (Fig.2.6-1).

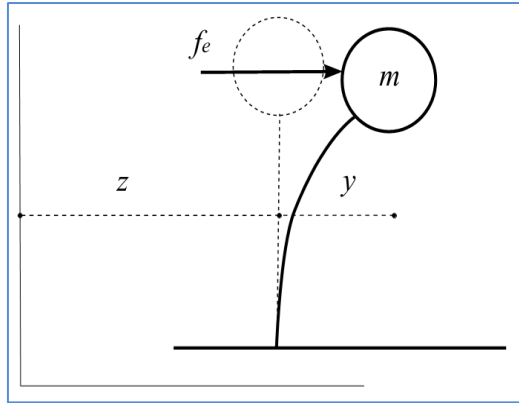


Fig.2.6-1.- Oscilador de 1 gdl.

En comportamiento lineal, los parámetros básicos dinámicos del oscilador son masa,  $m$  (kg), rigidez lateral,  $k$  (N/m), y amortiguación,  $c$  (N s/m), o aún mejor, la fracción del amortiguamiento respecto del crítico derivada de la solución del problema de la oscilación libre,  $\zeta$  (adimensional), intervinientes en la formulación de ecuación del movimiento del oscilador.

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = f_{eq} = f_e - m\ddot{z}$$

Donde  $y$  es el movimiento de la masa y  $z$  es el movimiento forzado de la base.

Sus soluciones para la oscilación libre, amortiguada, o forzada, tienen las conocidas relaciones entre período propio y frecuencia, masa y rigidez lateral de las expresiones siguientes:

$$\omega_0 = \sqrt{k/m} \text{ o } T_0 = 2\pi\sqrt{m/k} \text{ (Frecuencia o periodo fundamental)}$$

$$\zeta = \frac{c}{2\omega_0 m} = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

Para los edificios<sup>1</sup>,  $\zeta < 0$  se escribe:  $\omega = \omega_0\sqrt{1 - \zeta^2}$

La solución de la ecuación de movimiento por integración en el período de tiempo que corresponde a la acción de una carga dinámica -o una excitación en la base- y suponiendo que podemos conocer los valores de masa, rigidez y amortiguación a lo largo de dicho período, proporciona la historia en el tiempo del comportamiento dinámico -lineal o no

<sup>1</sup> Para un sistema muy amortiguado, como un coche con amortiguamiento en buen estado,  $\zeta \sim 0.5$ . Para los edificios el intervalo  $0.02 \leq \zeta \leq 0.1$



lineal- del oscilador, costosa en tiempo y recursos, por lo que es habitual recurrir a procedimientos más sencillos.

$$y = e^{-\zeta\omega_0 t} \left( \left( \frac{\dot{y}_0}{\omega} + \frac{y_0 \zeta \omega_0}{\omega} \right) \sin \omega t + y_0 \cos \omega t \right)$$

Una expresión aproximada de referencia de utilidad en la determinación de órdenes de magnitud de  $T_0$  (definido previamente) es  $T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{F}{kg}} \approx 2\sqrt{\delta}$ . Siendo  $\delta$  (en m) el desplazamiento del oscilador para una carga lateral igual a su peso: efectivamente, en edificios, los requisitos de rigidez establecen limitaciones a  $\delta$  en función de la altura  $H$ , limitación de carácter geométrico necesaria tanto en la limitación de daños en los elementos contenidos en el edificio, como en la limitación de efectos desfavorables al comportamiento estructural, como desplazamientos en segundo orden (P-Delta) o exigencias de ductilidad. Esto supone límites a  $\delta$ , y por tanto a  $T_0$ , aunque para su empleo en edificación debe usarse el modelo de un grado de libertad apropiado, que se analiza más adelante. En todo caso, el orden de magnitud de  $T$  resulta en 0.1 n segundos, siendo n el número de plantas de la edificación.

La disipación de energía del oscilador se visualiza en su diagrama respuesta-desplazamiento a lo largo del tiempo -(Figura 2.6-2)- y procede de dos sumideros principales participantes en la amortiguación del sistema:

- la amortiguación interna (modelo de amortiguación viscosa)
- la amortiguación plástica

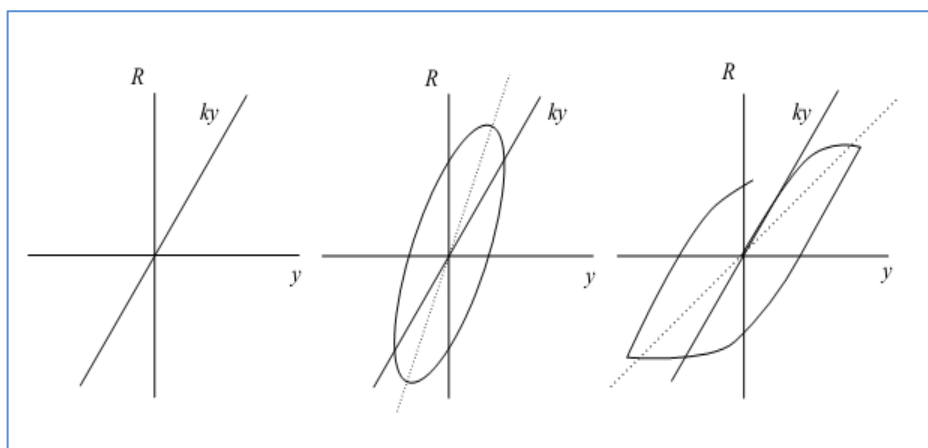
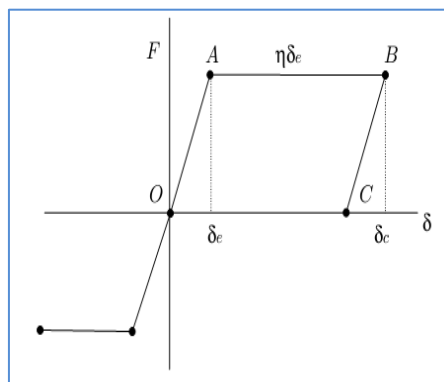


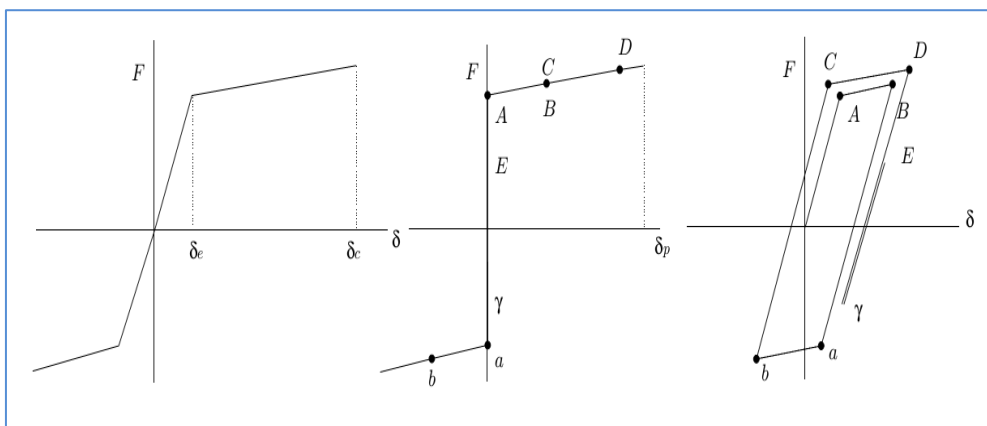
Fig.2.6-2.- respuesta y desplazamiento. a) elástico no amortiguado, b) con amortiguamiento viscoso c) elastoplástico

Es frecuente, dados los bajos valores de la amortiguación de las estructuras habituales, no considerar la primera entre los mecanismos de disipación de energía, salvo en los casos en que se establecen disipadores específicamente diseñados y controlados.

La amortiguación plástica depende de la materialización de los posibles ciclos de histéresis del oscilador, para lo que deben conocerse y modelizarse las correspondientes propiedades, que se representan habitualmente sobre gráficas de carga-desplazamiento plástico en las que se establecen modelos simplificados apropiados (Fig.2.6-3, 2.6-4 hasta 2.6-7).



*Fig.2.6-3.- respuesta elástico plástico*



*Fig.2.6-4.- respuesta elástico plástico*

Algunos parámetros importantes pueden fijarse en dichas figuras: en el modelo elástico-perfectamente plástico (Fig.2.6-3) o el bilineal (Fig.2.6-4) pueden identificarse la carga lateral correspondiente al límite elástico, la deformación de colapso o carga última, la

relación entre la carga elástica correspondiente a la rigidez inicial, y la carga última para el desplazamiento de rotura (factor de comportamiento  $q$  del Eurocódigo o  $\mu$  de la Norma Española, factores que se amparan en el hecho experimental de que, para inputs sísmicos concretos, los desplazamientos máximos de osciladores -y los de estructuras- sean lineales o no lineales, de igual rigidez inicial, son muy semejantes).

En trazados correspondientes a diferentes ciclos de histéresis pueden igualmente contabilizarse las relaciones entre la energía disipada plásticamente y la energía elástica almacenada.

La importancia de las gráficas de carga-desplazamiento (de capacidad) para la representación del comportamiento estructural, junto al hecho de que las cargas laterales resultan del producto de la masa del oscilador por la aceleración lateral correspondiente, aconseja el empleo de los espectros de respuesta, vistos en apartados anteriores, en el formato (denominado de espectro de demanda) de aceleración-desplazamiento, trazados para los diferentes períodos propios de los osciladores, habida cuenta de las relaciones entre frecuencia, aceleración y desplazamiento (Fig. 2.3-2 y 2.5-1).

Si bien el modelo de oscilador aquí analizado puede representar con sencillez el comportamiento de una única masa elevada sobre una estructura de algún tipo, para un movimiento contenido en un plano, y sin torsiones, podría generalizarse al comportamiento sin torsiones en dos planos ortogonales, en caso de no existir acoplamiento entre dichos movimientos, mediante dos osciladores separados. En todo caso es fácil ver que el movimiento pasa a estar definido en un espacio de referencia de 3 dimensiones, independientes si no hay acoplamiento, que exigen resistencia y rigidez asimismo independientes. La existencia de acoplamiento entre los movimientos de desplazamiento y torsión en los casos de inexistencia de simetría en planta exigiría el empleo de modelos tridimensionales. Por otro lado, los movimientos de torsión están asociados a pérdida de eficacia estructural, dadas las importantes diferencias en el desplazamiento relativo de diferentes puntos de la planta, así como al alabeo de los planos verticales, razones por las que es aconsejable la limitación de las torsiones. Seguimos, por tanto con el análisis del movimiento en el plano, para osciladores apropiados a edificios de cierto número de plantas.

### 2.6.3. Oscilador de múltiples grados de libertad

Los edificios de pisos cuyo comportamiento puede asimilarse al del movimiento en dos planos ortogonales (torsiones limitadas por razón de simetría de planta u otras) pueden idealizarse en cada plano como un conjunto de masas aisladas entre las que se interponen

elementos con rigidez frente al desplazamiento lateral relativo, frente al esfuerzos horizontales (cortantes) que equilibran las fuerzas laterales (las cargas derivadas de los movimientos). Son los modelos de edificio o barra de cortante.

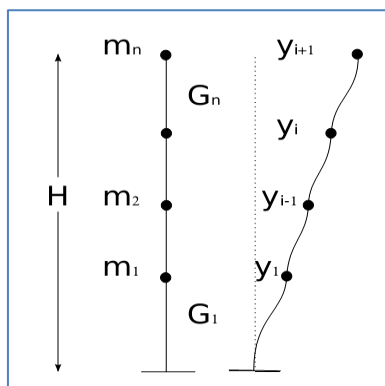


Fig.2.6-5.- Oscilador con múltiples grados de libertad

La ecuación general del movimiento con múltiples grados de libertad análoga a la del movimiento para un grado, se particulariza en este tipo de oscilador a través de procedimientos de desratización.

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = f_e - m\hat{I}\ddot{z}$$

Donde  $m$ ,  $c$  y  $k$  son matrices;  $\hat{I}$ , vector columna con elementos igual a 1 para describir en todos los nodos la componente del movimiento absoluto del suelo,  $z(t)$ ; e  $y$ , vector desplazamientos relativo al suelo.

Con el caso de movimiento libre no amortiguado y  $\ddot{z} = 0$ , esta ecuación puede transformarse en un problema de valores propios cuyas soluciones son los valores propios (correspondientes a las llamadas frecuencias modales de oscilación) y los correspondientes vectores propios (los desplazamientos modales o formas modales correspondientes a dicha oscilación, Fig.2.6-6).

$$(m\omega^2 - k).y = 0$$

$$|m\omega^2 - k| = 0$$

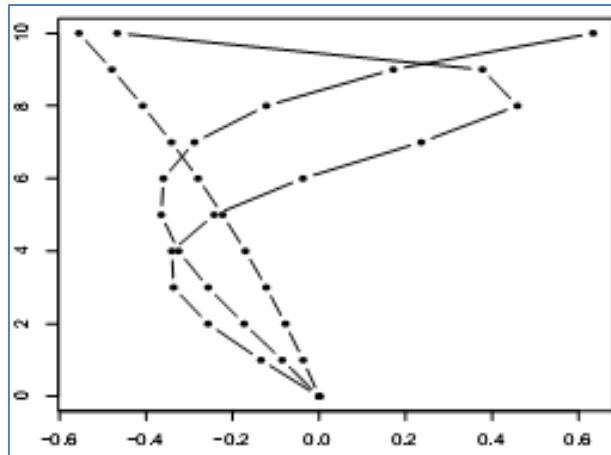


Fig.2.6-5.- En ordenada Planta-desplazamiento de los 3 modos  $\Phi_1$ ,  $\Phi_2$  y  $\Phi_3$

Dichos valores modales facilitan el tratamiento del problema al presentar propiedades de ortogonalidad -de independencia o no acoplamiento- por lo que cada modo puede tratarse como si de un oscilador aislado se tratase, obteniendo el comportamiento completo por superposición modal.

La energía contenida en cada modo de oscilación (ya sea cinemática para los instantes de máxima velocidad, ya sea elástica, en los de máxima amplitud) es diferente, siendo mayor la de los modos más lentos de oscilación, que suponen además desplazamientos mayores, de modo que un número limitado de dichos modos representa la mayor parte de la energía del sistema. O en un enfoque alternativo no muy diferente, si representamos el sistema como la suma del comportamiento de varios osciladores separados, con desplazamientos máximos normalizados, y masas repartidas entre dichos osciladores, de tal forma que sumen la masa total del sistema, cabe representar la "participación" de cada oscilador por la fracción de la masa correspondiente. Algunos autores, tal como Clough, define relaciones (a las que hacen referencia todos los códigos modernos) que permiten obtener dichos factores de participación, y es habitual considerar suficiente el modelo si se consideran modos que involucren el 90% de la masa.

El análisis lineal (modal) se realiza para la excitación sísmica espectral correspondiente al período propio a cada modo, obteniéndose los máximos para cada uno de los modos y superponiendo éstos.

Dado que la excitación sísmica es una variable estocástica, la respuesta máxima en cada uno de los modos no coincide en el tiempo, de modo que la superposición para cualquier variable (esfuerzos máximos en secciones concretas, por ejemplo) debe hacerse por

criterios probabilísticos, lo que deriva en las expresiones SRSS (Root of Sum of squares) para modos suficientemente separados y, por tanto, probabilísticamente independientes (el Eurcódigo 8 señala una separación en períodos igual o mayor al 10% del período mayor). Para modos próximos (y por tanto probabilísticamente correlacionados) deben usarse combinaciones de esfuerzos máximos más complejas (método CQC-Complete Quadratic Combination).

$$(SRSS) : R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^q (R_i)_{max}^2}$$

$$(CQC) : R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^q \sum_{j=1}^q R_{i,max} \rho_{ij} R_{j,max}}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8(h_i h_j)^{1/2} (h_i + \gamma h_j)^{3/2}}{(1 - \gamma^2)^2 + 4h_i h_j \gamma (1 + \gamma^2) + 4(h_i^2 + h_j^2) \gamma^2} \text{ co } \gamma = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

Las magnitudes esenciales en la representación del comportamiento completo son el cortante máximo en la base, o cortante basal, y el cociente entre el cortante basal y la masa del edificio, o pseudo-aceleración equivalente; así como el desplazamiento máximo de la planta (o nodo) que se considere como referencia relevante (usualmente la más alta).

Para las estructuras más habituales en el caso de Haití (en que el número de plantas es reducido para la mayoría de las construcciones), el primer modo representa una parte muy importante del comportamiento global, por lo que es usual referir todas las magnitudes del edificio a un oscilador equivalente de igual masa que la considerada en la edificación, y de período y geometría de la oscilación igual a los del primer modo normalizado, de forma que el desplazamiento de referencia de la planta usada en el análisis MDOF sea la unidad. Para dicha descripción, (así como para descripciones con cualesquiera otras geometrías, normalizadas de forma semejante) se obtienen distribuciones de la carga horizontal, proporcionales a la geometría considerada, y pueden establecerse sistemas de un grado de libertad equivalentes (SDOF) mediante expresiones que igualen la energía elástica movilizada en el sistema MDOF completo (representado por las relaciones entre máximos SRSS, por ejemplo del cortante basal y desplazamiento de la planta de referencia) con la de la oscilación de un SDOF representado por los parámetros de forma del desplazamiento,

masa, fuerza y desplazamiento equivalentes (que capture la misma energía que el sistema MDOF, y que oscile con el período principal del sistema MDOF). Esto permite, por tanto, establecer la ley de fuerzas horizontales sobre cada planta, que deberá sumar el cortante basal correspondiente al sistema MDOF, dando origen a los métodos de análisis estático lineal equivalente.

Análogamente, pueden usarse las mismas transformaciones para la aproximación al comportamiento dinámico no lineal dando origen a los métodos de análisis en capacidad (pushover). En ellos, la comparación entre la excitación, representada para los osciladores simples por los espectros de demanda (aceleración-desplazamiento) y la capacidad, representada para el sistema por la gráfica carga-desplazamiento, exige la transformación de escala de una a otra.

#### **2.6.4. Daños en la estructura, en la edificación y su distribución**

El comportamiento tridimensional de la edificación implica movimientos y deformaciones que van a superar los valores elásticos límite en ciertas regiones de la estructura, dando lugar a la disipación plástica de parte de la energía del terremoto.

Si los elementos estructurales presentan comportamiento parejo, es decir, están sometidos a deformaciones relativas comparables, el daño plástico puede distribuirse sobre la estructura de forma relativamente uniforme, evitando colapsos prematuros, al movilizar mayor capacidad de disipación de energía. Sin embargo las irregularidades (sea por tratarse de elementos de rigidez o resistencia relativa al esfuerzo muy diferentes, sea por la existencia de irregularidad de forma en planta o alzado que provoque cambios bruscos y concentraciones en la distribución de esfuerzos y, por tanto en la de daños) provocan situaciones de colapso prematuro al concentrar los daños localmente. Los efectos de planta débil o de columna corta, los colapsos sucesivos e independientes de sistemas verticales de rigidez y ductilidad diferentes, etc.. responden a esta condición, que puede representarse y visualizarse con facilidad si se trazan a escala semejante las gráficas de capacidad de dos sistemas verticales diferenciados, o las de respuesta-tiempo para dos elementos del mismo sistema estructural sometido a un proceso de carga monótono creciente correspondiente a un ensayo estático no lineal. Dichas razones avalan la insistencia habitual en los códigos en promoción de la regularidad y uniformidad en la configuración de los sistemas de resistencia frente a sismo.

A dichas condiciones pueden añadirse las constructivas y de detalle correspondientes a las peculiaridades de cada sistema estructural, de extrema importancia para evitar fallos prematuros por mala calidad de los elementos estructurales, y especialmente de sus

uniones.

Pese a establecerse la regularidad como objetivo de diseño, resultará siempre inevitable una cierta dispersión en los daños, que deben ser considerados en los procedimientos de análisis de nueva factura, basados en la determinación de los daños plásticos que puede admitir la estructura antes del colapso.

Supuesta conocida la gráfica de capacidad de una edificación (ejemplo, Fig.2.6-6) (o su estructura), pueden asociarse a estos puntos que representan los distintos objetivos de comportamiento:

- *operacional*: exigirá no haber alcanzado el punto de fluencia, así como que las deformaciones máximas supongan desplazamientos relativos entre plantas compatibles con los requeridos por los equipamientos.
- *ocupación inmediata*: pueden relajarse levemente los requisitos anteriores, tal vez superando levemente los valores correspondientes a la fluencia inicial.
- *no colapso*: no debe alcanzarse la situación de carga-desplazamiento límite de la gráfica, etc...

Esto permite establecer una relación inmediata entre los objetivos de comportamiento buscados y el punto de respuesta que no puede superarse en la correspondiente situación de demanda sísmica.

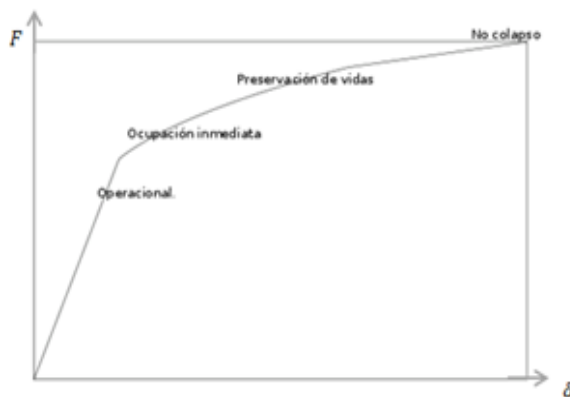


Fig. 2.6-6.-figura Carga-Desplazamiento. Puntos ligados a los objetivos de rendimiento



### **CAPÍTULO 3. MARCO PRÁCTICO. ACCIONES PARA LA PROPUESTA DE UN CÓDIGO SÍSMICO EN HAITÍ**

En este apartado, se presentan los elementos esenciales de una normativa sismorresistente, se establecen comparaciones entre distintas normativas y se concluye haciendo una propuesta de normativa sismorresistente para Haití.

Para llevar a cabo este objetivo, se van a utilizar el Eurocódigo y las normativas de los países siguientes: Estados Unidos, Canadá, Republica Dominicana y España.

El Eurocódigo EC-8 es una propuesta de armonización de normas sismorresistentes de Europa, que ya está siendo usado en algunos países. Por ejemplo, Francia va a adoptar, en Octubre de este año, el Eurocódigo EC-8 como norma sismorresistente, tanto para su área metropolitana para sus departamentos del Caribe, como Martinique y Guadalupe, próximas a Haití. La normativa Española se analiza también en el contexto de normativas Europeas.

Estados Unidos tiene una normativa internacional (IBC) que también es aplicada en Puerto Rico, y que ha sido la base del código sísmico de República Dominicana, que se analiza con especial atención debido a su proximidad con Haití. En lo que respecta a la normativa de Canadá, se incluye en este estudio porque permite hacer un análisis comparativo con la de EEUU.

Hay que destacar que el Eurocódigo, así como las normativas sismorresistente de Canadá y de los Estados Unidos, fueron sugeridas para uso en Haití como medida alternativa mientras se diseñaba una normativa propia para el país. El objetivo final de este TFM es, precisamente, extraer conclusiones del análisis y comparación entre las normativas citadas y obtener criterios prácticos y con fundamento cualitativo y cuantitativo para proponer la primera normativa sismorresistente en Haití.

#### **3.1. Mapas de peligrosidad sísmica de Haití y espectros de probabilidad uniforme (UHS)**

A continuación se ejecutan los procedimientos de cálculo de la peligrosidad sísmica definidos en el capítulo anterior para obtener los mapas de peligrosidad de Haití y los espectros UHS en la capital de cada Departamento, con el fin de disponer de datos para la propuesta de los espectros de respuesta a incluir en la normativa de Haití.

### 3.1.1. Aspectos específicos del cálculo

El cálculo de la peligrosidad se ha realizado usando el método probabilista zonificado, según la línea metodológica actualmente impuesta –PSHA– definida en el capítulo 2, que requiere:

- a) Elaborar un catálogo sísmico completo, depurado y homogeneizado a magnitud momento ( $M_w$ ).
- b) Definir un modelo de zonas sismogénicas (fallas y zonas) para la región.
- c) Elegir leyes de atenuación o modelos de movimiento fuerte a utilizar en el cálculo.
- d) Diseñar un árbol lógico compuesto por nodos y ramas que contemplen diferentes opciones de cálculo.

El movimiento objeto se ha calculado en términos de aceleración pico, PGA, y aceleraciones espectrales, SA (T), para los siguientes periodos estructurales:  $T = 0,1, 0,2, 0,5, 1$  y  $2$  segundos.

Los mapas se han elaborado para tres periodos de retorno: 475, 975 y 2475 años. Los UHS se han calculado para el periodo de retorno de 475 años.

A continuación se presentan diferentes aspectos que constituyen los inputs de cálculo de la peligrosidad: marco sismotectónico, catálogo sísmico, zonas sismogénicas, etc.

### 3.1.2. Marco sismo-tectónico de Haití

Todo estudio de peligrosidad comienza con el análisis tectónico de la zona en cuestión, a partir del cual se define después el modelo de zonas sismogénicas a incluir en el cálculo. Debido a la presencia de Haití en la placa Caribe, se describe la tectónica de ésta en primer lugar.

#### 3.1.2.1. La placa Caribe

Dentro del grupo de grandes placas litosféricas presentes en la región (Fig. 3.1-1), la placa Caribe es una de las de menor superficie ( $4.000.000 \text{ km}^2$ ).

Se sitúa aproximadamente entre las longitudes  $60^\circ\text{W}$  y  $90^\circ\text{W}$  y entre las latitudes  $10^\circ\text{N}$  y  $20^\circ\text{N}$  (Fig. 3.1-2). Presenta una forma aproximadamente rectangular y se extiende desde Centroamérica, en su límite occidental, hasta las Antillas Menores, en su límite oriental, y desde el Sur de Cuba hasta el Norte de Sudamérica (Fig. 3.1-2).



Fig. 3.1-1.- Situación de la placa del Caribe respecto a las placas circundantes: Norteamericana, Sudamericana, Cocos y Nazca. Fuente: [www.ceibal.edu.uy](http://www.ceibal.edu.uy)

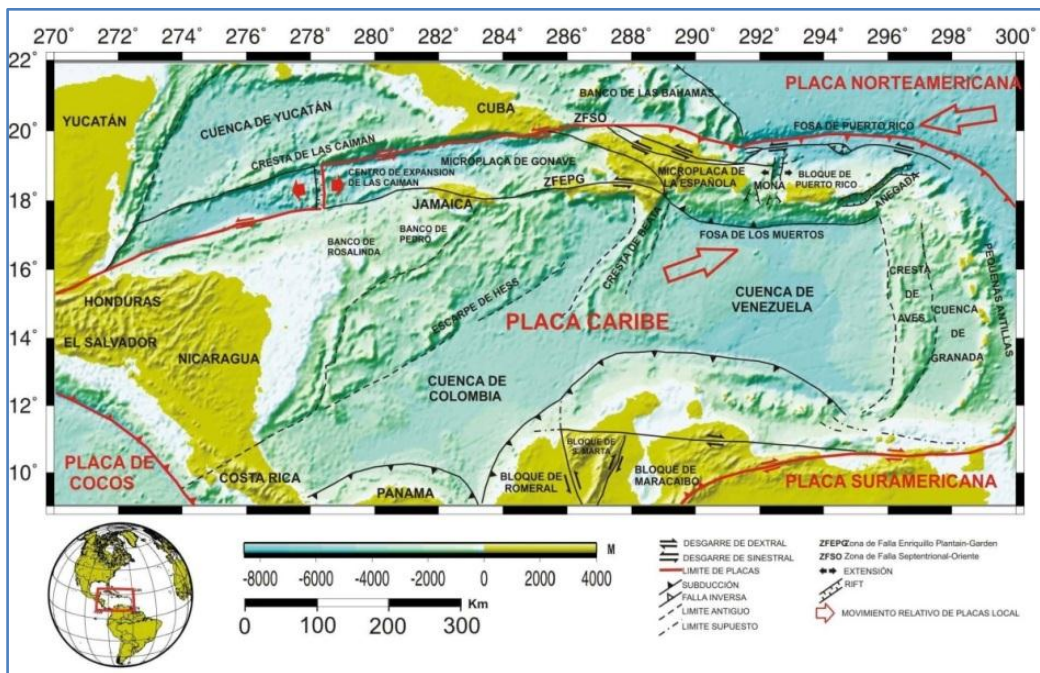
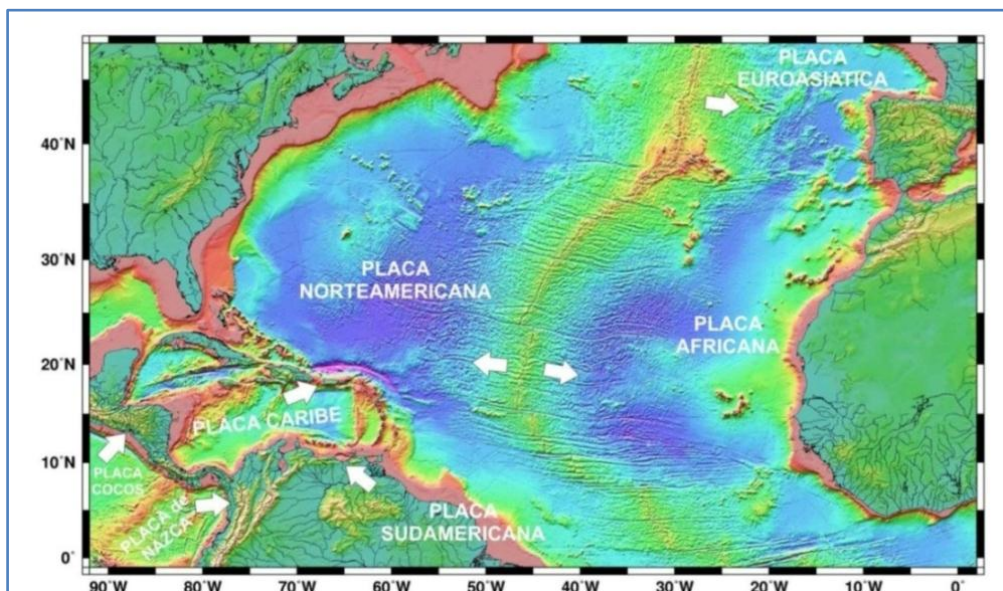


Fig. 3.1-2.- Marco tectónico esquemático de la placa del Caribe (modificado de Case y Holcombe, 1980; Dolan y Mann, 1998; ten Brink et al., 2004, 2005; Mann et al., 2005). El color del fondo representa la altimetría derivada de datos de satélite iluminada desde el NO e interpolada a 2 minutos. Las líneas rojas gruesas indican los bordes principales de la placa del Caribe. Se muestran las isocronas del Centro de Expansión de las Caimán (Rosencrant et al., 1988).

### Límites de Placas Tectónicas

Los principales límites de la Placa Caribe, están definidos por la mayor concentración de terremotos en su periferia, por la zona de rift activo en el Surco de las Caimán y por los procesos de vulcanismo activo en sus límites oriental -arco volcánico de las Antillas Menores- y occidental -zonas volcánicas de Centroamérica- (Dolan y Mann, 1998).

La placa Caribe interacciona con cuatro grandes placas rígidas: la placa Norteamericana en los límites N y NE, la placa Sudamericana en los límites S y SE, la placa de Cocos en el límite O y la placa de Nazca en el límite SO (Fig. 3.1-3).



*Fig. 3.1-3.-Representación esquemática de los sentidos de desplazamiento de las placas en la región del Atlántico Norte y Centroamérica respecto al ITRF-97 (basado en DeMets et al. (1994) y modificado de Mann et al. (2002)).*

Los datos geológicos, geofísicos y geodésicos indican que la placa del Caribe se está moviendo principalmente hacia el este en relación a las placas Norteamericana y Sudamericana (Fig. 3.1-3). A partir de velocidades derivadas de GPS, la placa Caribe se mueve con respecto a la placa Norteamericana a 18-20 mm/a y con azimuth medio 70° (Mann et al., 2002). Con respecto a la placa Sudamericana, se mueve en la mayor parte del límite a 20 mm/año y con azimuth medio muy variable a lo largo del límite 90°-68° (Weber et al., 2001). Las tasas de movimiento que predice el modelo geodésico NUVEL-1A para las placas de Cocos y Nazca, con respecto a la placa del Caribe, están entre 59-74 mm/año en sentido NE-E (DeMets et al., 1994).

Los principales límites de la placa del Caribe se pueden clasificar en:

-Límites transcurrentes: constituidos principalmente por desgarres lateral izquierdos conjugados con zonas de transpresión (Isla de Jamaica) y transtensión (Surco de las Caimán) a lo largo del borde N (límite entre las placas del Caribe y Norteamericana), y desgarres lateral derechos, junto con zonas transpresivas, a lo largo del borde S (límite entre las placas del Caribe y Sudamericana).

- Límites convergentes: definidos por los procesos de subducción de la litosfera oceánica Atlántica que se está consumiendo a lo largo del límite oriental de la placa del Caribe. En esta clasificación entraría el sector N-NE de La Española, donde se produce una convergencia oblicua que ha resultado en una colisión (Dolan et al., 1998; Pérez-Estaún et al., 2007).

- Límites divergentes: muy localizados y de menor entidad, asociados principalmente a la zona extensional en el Surco de las Caimán (Rosencrantz et al., 1988; ten Brink et al., 2002).

Tanto el límite N como el S presentan un patrón de deformación compartimentada que se resuelve mediante la acomodación a favor de desgarres y cabalgamientos, con menor presencia de fallas normales. Esta compartimentación ha dado lugar a la formación de microplacas y bloques corticales (Fig. 3.1-2).

Los estudios sismológicos realizados en la zona del Caribe muestran que los terremotos de  $M_s > 4.5$  tienen lugar más frecuentemente en contextos tectónicos de subducción: las Antillas Menores y Centroamérica. Las placas litosféricas alcanzan en estas regiones los 250 km de profundidad. Estos grandes terremotos son menos frecuentes en límites transcurrentes, como al N y S de la Placa Caribe (Mann et al., 1999).

#### 3.1.2.2. Fallas tectónicas

Las principales fuentes sísmicas en Haití, así como su historia sismológica desde el siglo XVI, son más o menos bien conocidas. A continuación se describen las fallas más importantes que se incluirán en el cálculo de peligrosidad como unidades independientes.



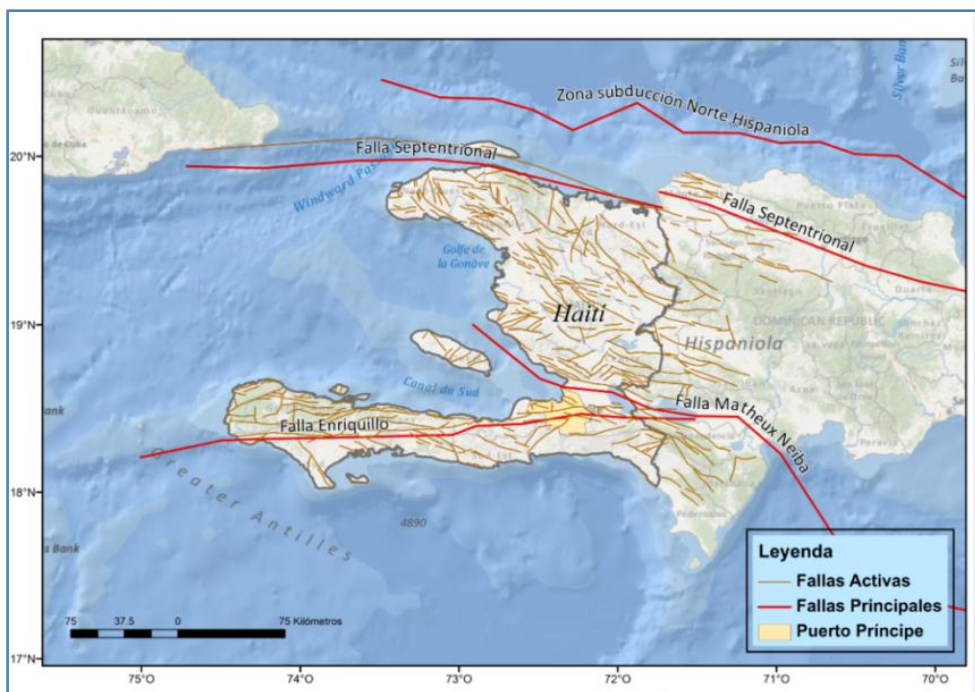


Fig. 3.1-4.-Fallas activas y principales localizadas en la isla de La Española.

### ➤ **La Falla de Enriquillo**

La Falla de Enriquillo es una falla transcurrente que se localiza en el lado sur de la Isla La Española. La falla recibe su nombre por el Lago Enriquillo en la República Dominicana, donde dicha falla tiene su origen, y se extiende a través de la parte sur de La Española sobre el Mar Caribe, hasta la región del Río Plantain Garden, en Jamaica.

La Falla de Enriquillo comparte aproximadamente la mitad del movimiento relativo entre la placa de América del Norte y las placas tectónicas del Caribe con la falla Septentrional Oriente, que corre a lo largo del lado norte de La Española. Ambas fallas se unen al oeste de la Fosa de las Caimán. La falla se mueve con una velocidad de aproximadamente 9 mm/año (Calais et al., 2002)

En un principio se pensó que la falla responsable del evento de Enero de 2010 debía ser la falla de Enriquillo, que había acumulado energía elástica suficiente como para generar un terremoto de tales características (Manaker et al., 2008). Sin embargo, tanto las observaciones de campo (Prentice et al., 2010), como los modelos de deslizamiento obtenidos a partir de datos telesísmicos, GPS e InSAR (Calais et al., 2010, Hayes et al.,

2010) muestran un tipo de rotura diferente al esperado si el sismo hubiera ocurrido en la falla de Enriquillo. Todo ello hace pensar que en realidad no fue la falla de Enriquillo la responsable del destructivo terremoto, sino una falla con deslizamiento oblicuo, inverso-desgarre, con buzamiento al norte, asociada quizás al cinturón de deformación compresiva situado al norte de la falla de Enriquillo.

#### ➤ **La Falla Septentrional**

La Falla Septentrional está formada por diferentes tramos activos e inactivos con movimientos transcurrentes izquierdos. Según Calais et al. (2002), las mediciones GPS realizadas muestran que la falla acumula tensión que se traduce en un movimiento de 12,8 mm/año. Los ramales activos están definidos por la Zona Septentrional de Falla (ZSF) y pueden identificarse como una estructura continua que se origina desde la Baja Samaná, en el área oriental del Valle del Cibao, hasta los alrededores de la Ciudad de Guayubin, en el Valle del Cibao Occidental. Los ramales inactivos comprenden dos fallas conocidas como Villa Vázquez y Monte Cristi. El área central de ZSF forma un escarpe rectilíneo y continuo que origina sedimentos del Cuaternario Superior. Estudios sismológicos regionales en el Valle del Cibao muestran que el rastro de la falla activa es simplemente la manifestación superficial de muchas fallas subverticales, que deforman los sedimentos del Neógeno Superior de la Cuenca.

#### ➤ **La falla Matheux-Neiba**

La falla de Matheux-Neiba pertenece al sistema de fallas inversas del interior de Haití. Se sabe poco sobre la actividad sísmica de esta falla. Aunque las mediciones GPS registradas en dicha falla no establecen un movimiento significativo a lo largo de la traza de la falla, la morfología en el sector occidental de la falla Matheux sugiere que es una falla activa. Se le asigna una velocidad de 1 mm/año, teniendo en cuenta la incertidumbre de los resultados dados por el GPS (Calais et al., 2002)

### **3.1.2.3. Cinemática Geodésica. Sistemas de Posicionamiento Global**

Esta zona ha sido muy estudiada desde el punto de vista geodésico. Los datos de GPS se han registrado desde el año 1986 hasta el 2007 (Mann et al., 2002, 2005; Calais et al., 2002, 2010) y la red de estaciones de registro se ha mejorado hasta tener una buena distribución y cobertura (Fig. 3.1-5).

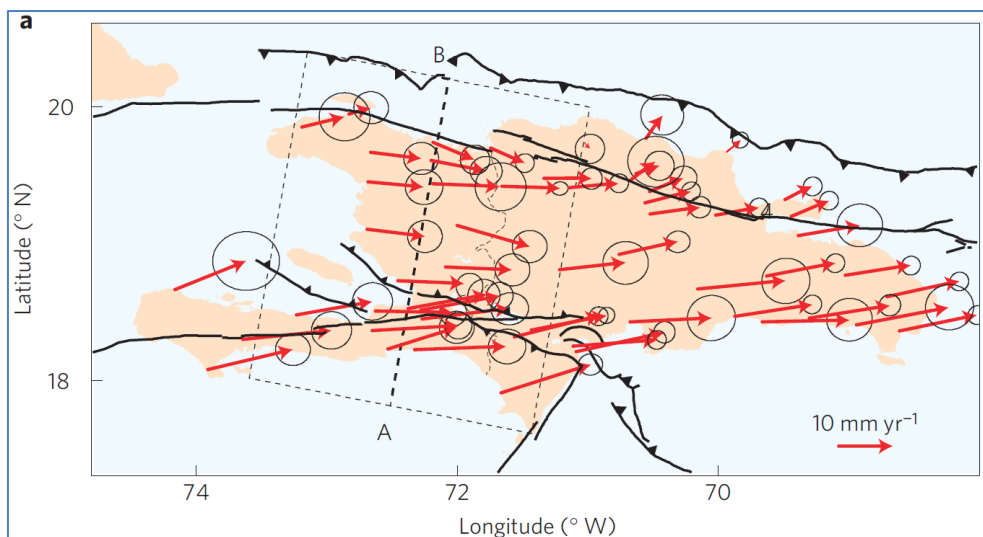


Fig. 3.1-5.-Mapa de velocidades GPS considerando la placa Norteamericana fija (Calais et al., 2010)

Los datos geodésicos han aportado mucha información sobre la cinemática actual y la neotectónica de la zona. Considerando fija la placa Norteamericana, el interior rígido de la placa del Caribe se mueve en dirección media de  $70^\circ$ , alcanzando algunos puntos velocidades de hasta 20mm/año (Fig. 3.1-5).

La Española sufre un retraso en su desplazamiento hacia el E con respecto a la placa del Caribe, probablemente debido a la colisión de los Bancos de las Bahamas con el NE de la isla (Granja, 2008). La parte central y septentrional de La Española dan variaciones significativas, tanto en azimuth como en tasa de movimiento. De N a S aumenta la tasa de movimiento y aumenta la componente de dirección E, es decir, los vectores sufren un aumento en su módulo y su orientación varía hacia el E (Fig. 3.1-5).

#### 3.1.2.4. Sismicidad

Haití tiene una larga historia de grandes terremotos anteriores al de enero de 2010 (Scherer, 1912; Kelleher et al., 1973; McCann, 2006; Ali et al., 2008). En la zona sur, alrededor de Puerto Príncipe, se produjeron tres sismos destructores durante el siglo XVIII: el de 1701 destruyó la ciudad de Léogâne; el de noviembre de 1751 causó daño severo en la capital y se atribuye a la falla de Enriquillo; el de junio de 1770 también fue destructivo y se produjo al oeste de Puerto Príncipe. A estos dos últimos, McCann (2006) les asignó una  $M_w$  7,5 basándose en informes de intensidad.

En el siglo XIX también se han registrado grandes terremotos: en 1860 ocurrió otro evento al oeste de la capital asociado a la falla de Enriquillo; en el norte, la falla Septentrional



rompió en 1842 y 1887 dando lugar a dos seísmos que arrasaron ciudades como Cabo Haitiano o Port de Paiz, para los que McCann (2006) estimó una  $M_w$  8,0 y 7,8, respectivamente.

### 3.1.3. Catálogo sísmico

Para definir los modelos de sismicidad y recurrencia que constituirán inputs de cálculo de la peligrosidad, se ha elaborado un catalogo sísmico en distintas fases, en las que se han recogido tanto datos históricos como instrumentales, dentro un área de influencia de 400 km respecto a la isla de La Española. Esta área engloba Haití, República Dominicana y Puerto Rico.

Se ha recopilado, para ello, información referente a fecha, localización, tamaño y profundidad focal de los eventos ocurridos en el área definida, para lo cual se han consultado todos los catálogos existentes instrumentales y macrosísmicos, así como documentos de sismicidad histórica. Debido a la ausencia de una red sísmica nacional para Haití, se han utilizado datos de agencias de otros países (ver Anexo 3).

Un problema encontrado al respecto ha sido la diversidad de soluciones para un mismo evento que a veces proporcionan las diferentes agencias, dando distintas localizaciones y magnitudes. Esto complica la configuración de un catálogo en el que debe aparecer una única solución por evento, lo que exige una labor de depuración o discriminación entre las diferentes soluciones. Por ello, debido a la diversidad de agencias, algunas de ellas mundiales, se ha hecho una clasificación de prioridad por orden de importancia, que se tiene en cuenta a la hora de asignar los datos correspondientes a cada evento (Anexo 3).

Con esto se han elaborado inicialmente dos catálogos sísmicos para Haití, uno instrumental y otro macrosísmico.

El catálogo instrumental contiene datos de magnitud (dados a partir de los registros de las estaciones sísmicas) como parámetro indicativo del tamaño de los sismos ocurridos en el pasado siglo en el área de estudio.

El catálogo macrosísmico contiene información sobre distribuciones de daños, intensidades y localización de los terremotos anteriores al siglo XX. Los datos de intensidad han sido convertidos a datos de magnitud mediante el empleo de correlaciones empíricas extraídas de la literatura.

Finalmente los datos instrumentales y macrosísmicos se han unido en un único catálogo sísmico que abarca desde 1562 hasta 2011, procediendo después a su depuración eliminando del catálogo original los siguientes eventos:

- ✓ Terremotos con magnitud momento ( $M_w$ ) menor a 4.0, ya que se considera que éstos no tienen influencia notable en la peligrosidad.
- ✓ Terremotos sin dato de profundidad aportado por la correspondiente agencia, cuando no exista un criterio fiable para su asignación.
- ✓ Terremotos que no tengan fecha.
- ✓ Terremotos que no tengan ningún valor de magnitud.
- ✓ Terremotos duplicados por localización geográfica.
- ✓ Terremotos que estén fuera del área de influencia definida alrededor de la isla de La Española con un radio de 400 km.

Para su uso en el posterior en el análisis PSHA, este catálogo debe ser homogeneizado a  $M_w$ , depurado de réplicas y premonitores y corregido por falta de completitud, como se expone en los siguientes apartados. Tras todas las fases que componen este largo proceso, se ha configurado un catálogo sísmico de Haití que se incluye en el Anexo 2.

#### 3.1.3.1. Homogeneización

Los datos recopilados de las distintas agencias tienen valores de magnitud en diferentes escalas ( $M_s$ ,  $m_b$ ,  $M_D$ ,  $M_L$ ), por lo que ha sido necesario homogeneizar el catálogo a una única escala de magnitud. Se ha elegido la magnitud momento ( $M_w$ ), por ser la que tiende a emplearse en la mayor parte de los modelos de movimiento fuerte que se incluirán después el cálculo de la peligrosidad.

Al no disponer de registros con datos suficientes para deducir correlaciones entre diferentes escalas, se han utilizado las relaciones de Bozzoni et al. (2011), desarrolladas en su trabajo de cálculo de la peligrosidad sísmica en las islas del este del Caribe (Tabla 3.1-1).

Una vez homogeneizado el catálogo, convirtiendo todos los datos de magnitud a  $M_w$  por las relaciones anteriores, se ha procedido a su depuración de réplicas y premonitores.

*Tabla 3.1-1.- Relaciones entre diferentes tipos de magnitudes para homogeneizar el catálogo de Haití a  $M_w$*

Magnitude Type	Conversion
$M_S$	$M_w = 0.6789M_S + 2.2192$ ( $R^2 = 0.8215$ ) (developed in the present study)
$m_b$	$M_w = 1.1302m_b - 0.3383$ ( $R^2 = 0.7967$ ) (developed in the present study)
$M_L$	$M_w = M_L$ (used by <a href="#">Tanner and Shepherd, 1997</a> )
$M_D$	$\log M_0 = 1.51M_D + 16.26$ ( <a href="#">Pasyanos et al., 1996</a> )*

\*The seismic moment  $M_0$  has been converted into  $M_w$  using the relationship derived by [Kanamori \(1977\)](#).

*NOTA: La expresión propuesta por Kanamori (1977) para deducir la  $M_w$  a partir del momento sísmico escalar,  $M_0$ , es la siguiente:  $M_w = 2/3 \log(M_0) - 10.7$*

### 3.1.3.2. Depuración

La depuración de un catálogo sísmico consiste en la eliminación de réplicas y premonitores, de modo que en cada zona se incluyen solo sismos principales, cuya ocurrencia puede considerarse independiente, como requiere el método probabilista zonificado. Éste parte de la hipótesis de que la sismicidad de cada zona se ajusta a un modelo de Poisson, lo que no se verificaría incluyendo réplicas y premonitores, pues dependen del sismo principal.

Para realizar la depuración del catálogo sísmico se ha utilizado el programa *Depuración* creado por el grupo GIIS de la UPM. Los *inputs* de este programa son: el catálogo (cuyos datos tienen una estructura definida: id, año, mes, día, longitud, latitud,  $M_w$ , precisión) y un fichero denominado “Estudio.txt” que contiene las ventanas espacio-temporales en las que se considere que se pueden localizar las réplicas y premonitores, para los distintos rangos de magnitud establecidos.

Para definir esas ventanas espacio-temporales, se han tomado los parámetros del trabajo de Gardner y Knopoff (1974). La figura 3.1-6 presenta el fichero “Estudio.txt” creado para este estudio.

Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
9.0	128	1282	125	
8.9	129	1288	122	
8.8	129	1289	118	
8.7	129	1288	115	
8.6	128	1282	112	
8.5	127	1273	108	
8.4	126	1261	105	
8.3	124	1245	102	
8.2	123	1226	100	
8.1	120	1203	97	
8.0	118	1178	94	
7.9	115	1150	91	
7.8	112	1120	89	
7.7	109	1087	86	
7.6	105	1053	84	
7.5	102	1017	82	
7.4	98	979	79	
7.3	94	940	77	
7.2	90	899	75	
7.1	86	859	73	
7.0	82	817	71	
6.9	78	776	69	
6.8	73	735	67	
6.7	69	693	65	
6.6	65	653	63	
6.5	61	613	61	

Fig.3.1-6.- Estructura del fichero "Estudio.txt"

En la ventana temporal se establece el intervalo en días, en el cual se considera que los sismos pueden ser réplicas y premonitores de alguno principal.

En la ventana espacial se indica la distancia a la que se considera que se producen réplicas y premonitores, a partir de la localización del principal. Más allá de ese radio, se consideran terremotos principales, aunque se produzcan en un tiempo próximo.

El programa genera dos ficheros en formato TXT, de los cuales uno contiene las réplicas y otro los terremotos principales. Éste último se ha representado en el SIG para analizar, tanto visualmente como por medio de consultas por localización y por atributos, los sismos que quedan tras la depuración. Se comprueba así que no quedan réplicas ni premonitores dentro de las ventanas espacio-temporales definidas y que sus distribución es coherente con la tectónica de la zona.

### 3.1.3.3. Cálculo de completitud

Un catálogo sísmico se considera completo en un determinado rango de magnitudes si contiene todos los sismos de ese rango que presumiblemente han ocurrido en la zona de influencia.

La frecuencia anual de ocurrencia de terremotos acumulada se asume constante con el tiempo y uniforme en toda la zona sismogénica, y es uno de los parámetros de sismicidad necesarios para el cálculo de peligrosidad con el método zonificado. Para calcular este parámetro hace falta corregir la falta de completitud del catalogo sísmico, debido a la falta de información a medida que nos remontamos en el tiempo,

especialmente para las magnitudes más pequeñas. Esta corrección requiere estimar el año a partir del cual el registro de sismos de una cierta magnitud es completo, es decir, están registrados todos los sismos que han ocurrido.

La solución que se ha adoptado para resolver el problema consiste en establecer periodos temporales en los que puede admitirse que el registro sísmico, histórico e instrumental, es completo para cada rango de intensidad o magnitud y calcular la tasa para esos periodos, que luego se extrapola para todo el intervalo.

Para determinar la completitud del registro sísmico se ha realizado, en primer lugar, un análisis visual de la distribución temporal de la sismicidad, agrupada en intervalos de magnitud de 5 décimas, en el rango de magnitudes mayores que  $M_w$  4.0 (Stepp et al., 1973). El inicio del periodo de completitud viene marcado, idealmente, por una inflexión en el registro de eventos de determinado rango de magnitud.

El periodo de estudio comienza en el año correspondiente al primer terremoto que aparezca en el catálogo (en este caso, ese año es 1562) y termina en el último (en este caso, 2011). Con ello se calculan la frecuencia de ocurrencia, la frecuencia de ocurrencia acumulada y la frecuencia de ocurrencia acumulada normalizada de terremotos de cada medio grado de magnitud.

Se han dibujado las gráficas (Fig.3.1-7 y Fig.3.1-8) donde se representa la frecuencia acumulada normalizada y los años de ocurrencia de terremotos. Visualmente se detecta cuál es el año a partir del cual la secuencia de puntos se asemeja a una recta, es decir, la tasa se hace constante (tasa=  $n^\circ$  sismos / periodo de tiempo en años). Ése será el año de completitud para esa magnitud. Se representa una gráfica para cada valor de corte de la magnitud y se obtienen sus años de completitud. (Fig.3.1-7 y Fig.3.1-8).

Los años de referencia resultantes para los sub-catálogos superficial y profundo se presentan en la tabla 3.1-7.

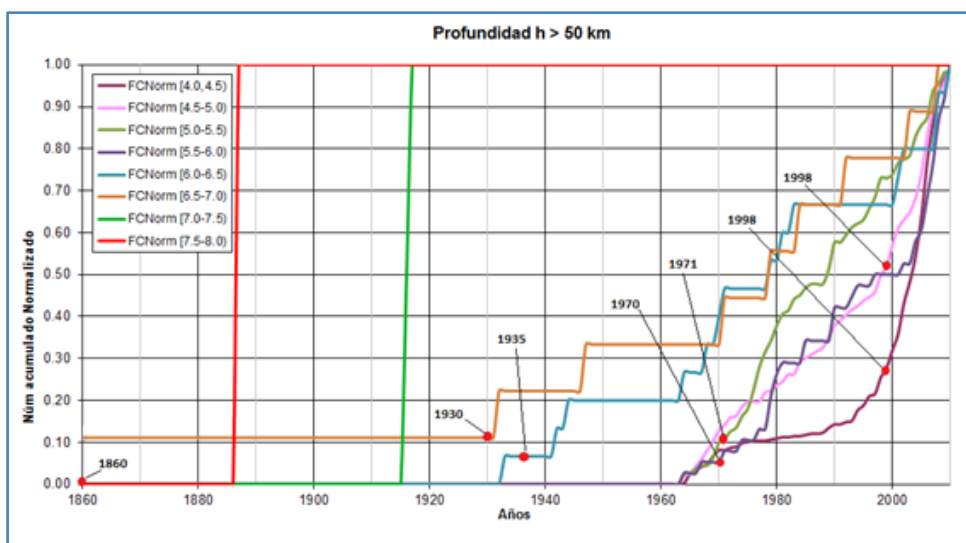


Fig.3.1-7 Distribución acumulada de eventos desde 1860 para diferentes rangos de magnitud a partir del catálogo sísmico de Haití para profundidades mayores que 50 km, homogeneizado a magnitud momento ( $M_w$ ).

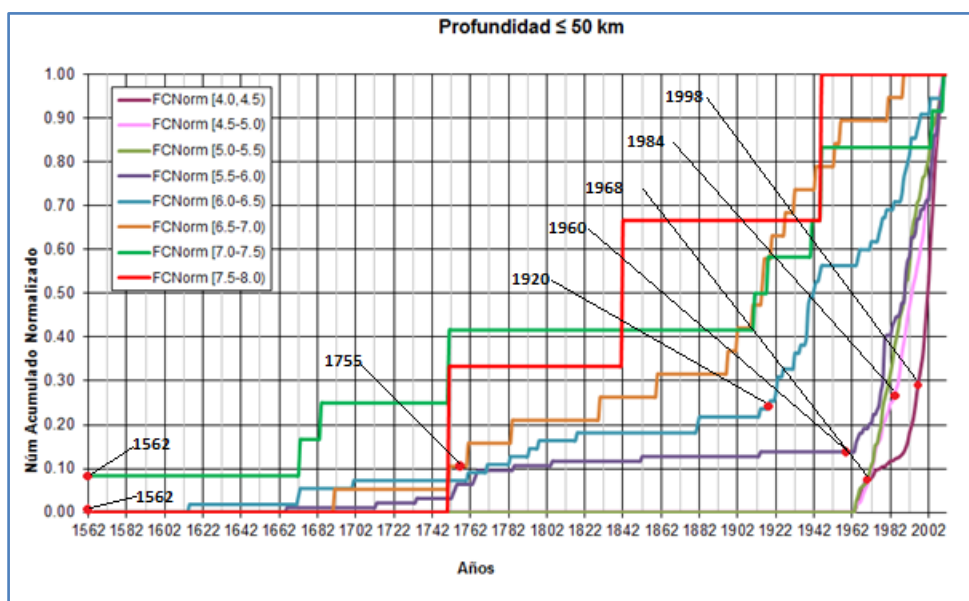


Fig.3.1-8.- Distribución acumulada de eventos desde 1860 para diferentes rangos de magnitud a partir del catálogo sísmico de Haití para profundidades menores o iguales que 50 km, homogeneizado a magnitud momento ( $M_w$ )

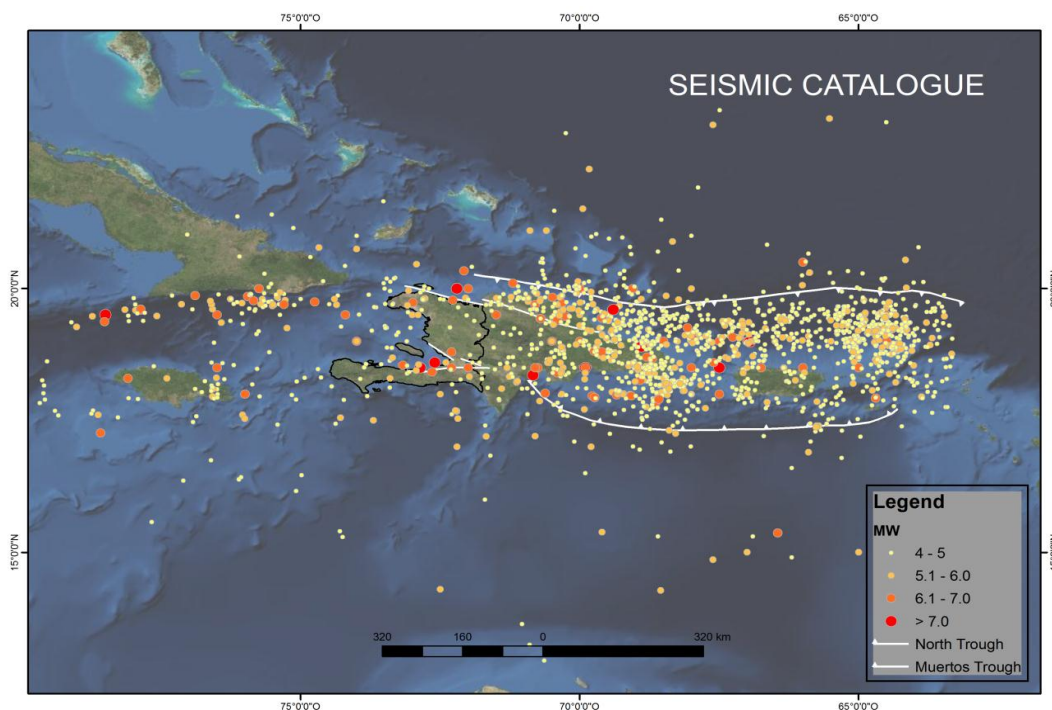
*Tabla 3.1-2-. Años de referencia a partir de los cuales se considera completo el catálogo sísmico de Haití para cada intervalo de magnitud, derivado de un análisis independiente por profundidades*

Rango de Mw	Año de referencia	
	Sup. < 50 km	Prof. ≥ 50km
[4.0 - 4.5)	2000	2000
[4.5 - 5.0)	1990	1990
[5.0 - 5.5)	1970	1980
[5.5 - 6.0)	1960	1960
[6.0 - 6.5)	1920	1925
[6.5 - 7.0)	1680	1680
[7.0 - 7.5)	1551	1615
[7.5 - 8.0]	1551	1615

Finalmente, el catálogo definitivo recoge 1786 eventos, desde 1551 hasta 2011 de los cuales:

- ✓ 96 son terremotos históricos (hasta 1960); sus magnitudes varían entre [4.0-8.3].
- ✓ 1690 son terremotos instrumentales (desde 1960); sus magnitudes varían entre [4.0-7.0].

En la figura 3.1-9 se presenta el catálogo sísmico elaborado en este estudio para Haití.



*Fig.3.1-9.- Representación de los terremotos de Haití por magnitud*

#### 3.1.4. Caracterización de Zonas sismogénicas

La adopción de una zonificación adecuada que englobe las diversas fuentes sismogénicas que representan una amenaza para una determinada región, es un paso importante en un estudio de peligrosidad sísmica mediante un método zonificado. En efecto, la zonificación toma en consideración criterios como la distribución de la sismicidad, similitudes en los patrones de fallamiento y sismicidad, mecanismos de ruptura y tamaño de ésta, etc.

Para definir esta zonificación se ha considerado la actividad sísmica tanto de la zona de subducción (zonificación profunda) como de la región cortical (zonificación cortical), que alberga los sistemas de fallas locales de la isla de La Española. Además, como ya hicieran Frankel et al. (2011) en su estudio preliminar de peligrosidad sísmica en Haití, en este trabajo se han tenido en cuenta las principales fallas como estructuras sismogénicas independientes. Las fallas introducidas en el cálculo son: Matheux-Neiba, Septentrional y Enriquillo.

Se presentan, a continuación, las zonificaciones propuestas para los dos regímenes y las fallas incluidas como unidades independientes en el cálculo.



### 3.1.4.1. Zonificación sísmica

Basándose en la distribución espacial de la sismicidad y en las principales características sismotectónicas descritas en el *marco tectónico*, García y Suárez (1999) propusieron una zonificación para Haití a escala regional, que ha sido el punto de partida de la zonificación definida en este trabajo. Dicha zonificación se compone de diez zonas amplias identificadas de acuerdo con las principales unidades sismogenéticas y tectónicas de la región. A su vez, las zonas se han clasificado en dos regímenes tectónicos según la profundidad (siguiendo el mismo criterio de profundidad que en el catálogo sísmico), dando lugar a la zonificación cortical (*Crustal Zones*) y a la zonificación profunda intraplaca (*Subduction Zones*). Éstas se muestran en las Figuras 3.1-10 y 3.1-11, superpuestas al catálogo sísmico y a las principales estructuras tectónicas de la región.

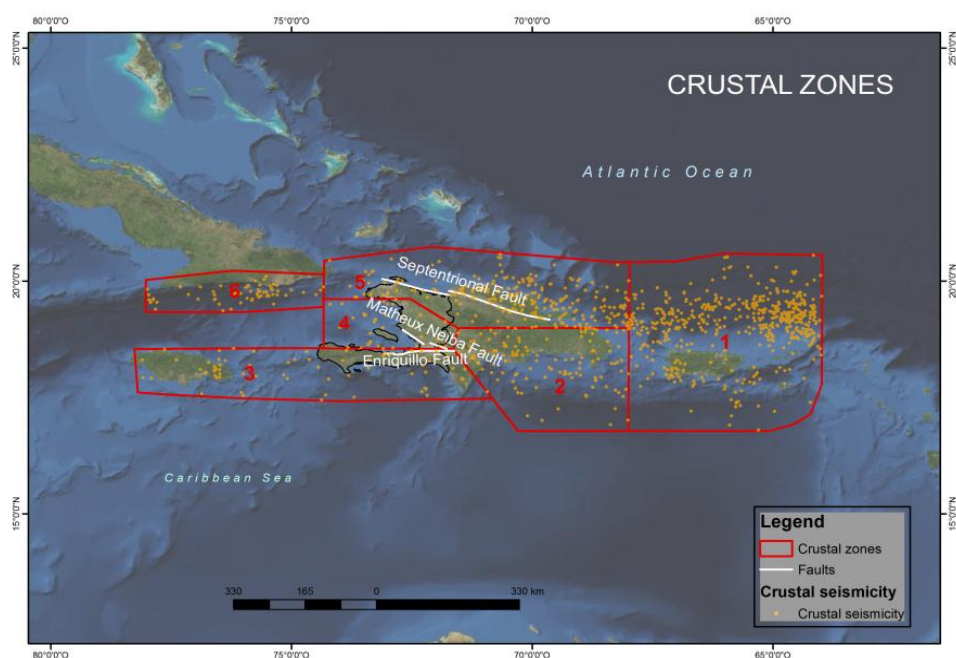
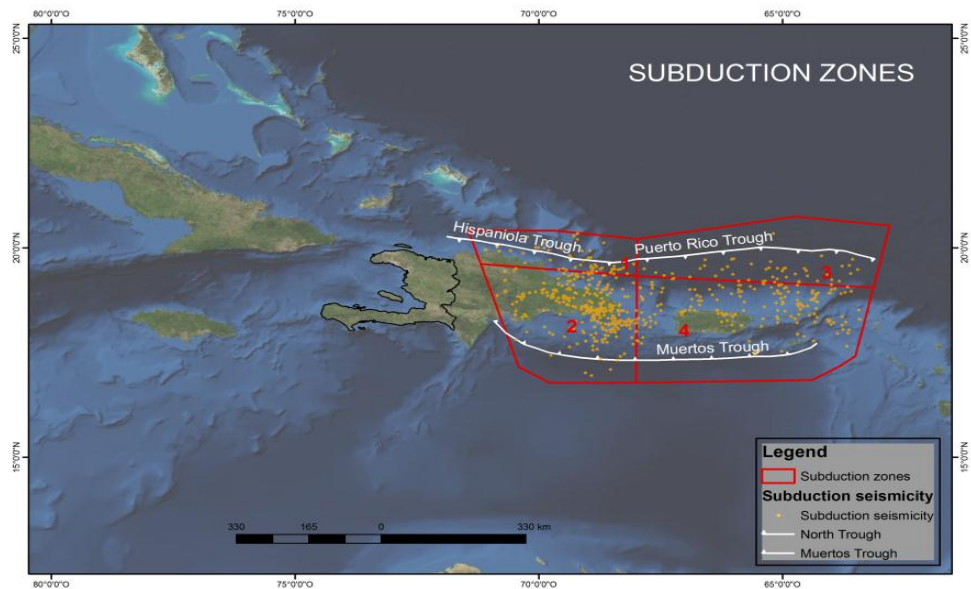


Fig.3.1-10.- Zonificación sísmica regional. Zonas corticales superpuestas con la tectónica de la región y la sismicidad superficial.



*Fig.3.1-11.- Zonificación sísmica regional. Zonas profundas de subducción intraplaca superpuestas con la tectónica de la región y la sismicidad profunda.*

#### 3.1.4.1.1. Zonas corticales o superficiales (profundidad < 50 km)

Las zonas sismogénéticas de la zonificación cortical a escala regional propuesta para Haití (Fig.3.1-10) engloban varios países: Haití, República Dominicana, Puerto Rico, Jamaica y Cuba.

- ✓ **ZONA 1:** Zona comprendida entre la Fosa de los Muertos y Puerto Rico.
- ✓ **ZONA 2:** Zona derivada de la indentación de la Dorsal de la Beata y de la Fosa de los Muertos.
- ✓ **ZONA 3:** Zona de Falla de Enriquillo-Plantain Garden.
- ✓ **ZONA 4:** Sismicidad de la microplaca de Gonave.
- ✓ **ZONA 5:** Sistema de fallas que componen el contacto por desgarre entre la Placa Norteamericana y la Placa del Caribe.
- ✓ **ZONA 6:** Zona de la Falla Oriental.

### 3.1.4.1.2. Zonas profundas o de subducción intraplaca (profundidad $\geq 50$ km)

Las zonas sismogénéticas que corresponden a la zonificación profunda a escala regional propuesta para Haití (Fig.3.1-11) abarcan Haití, República Dominicana y Puerto Rico.

- ✓ **ZONAS 1 y 2:** Zonas que engloban la sismicidad profunda asociada a las zonas de subducción de la Fosa de los Muertos y Puerto Rico.
- ✓ **ZONA 3:** Zona de sismicidad profunda derivada del bloqueo de la subducción por la Plataforma de las Bahamas.
- ✓ **ZONA 4:** Zona de sismicidad profunda derivada de la indentación de la Dorsal de la Beata y de la Fosa de los Muertos.

Según Granja (2008), el límite NE de placas Norteamérica y Caribe comprende una compleja y extensa banda de deformación, resultado de la convergencia oblicua con la placa Norteamericana (Fig.3.1-12).

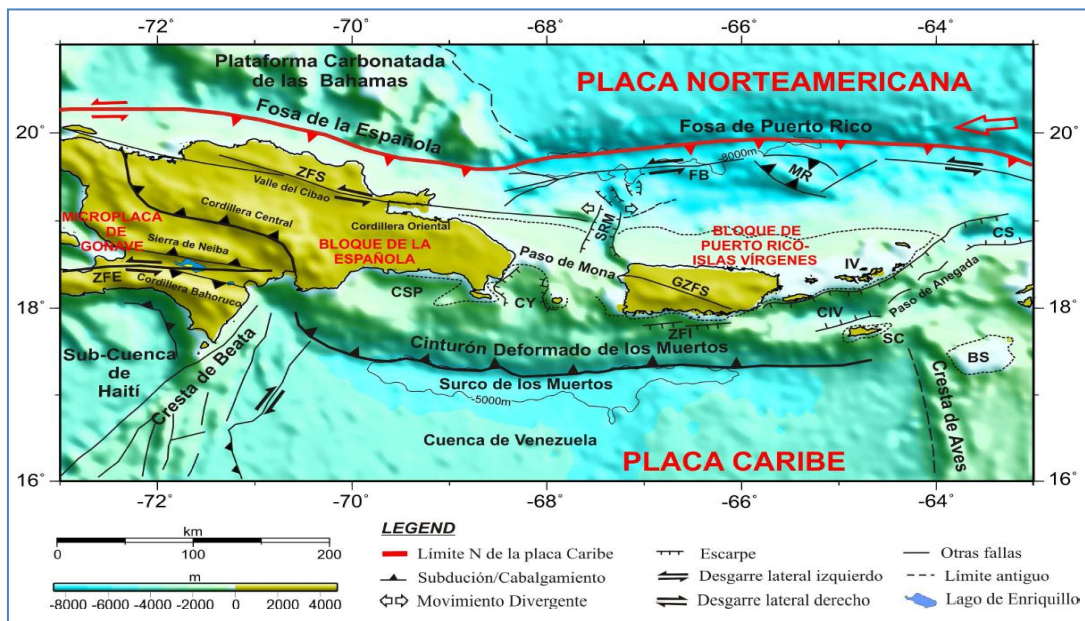


Fig.3.1-12.- Marco tectónico del borde NE de la placa del Caribe (Granja, 2008)

En la región de Puerto Rico, la estructura presenta una subducción con doble buzamiento. Los ángulos de buzamiento son:  $60^\circ$  S en la fosa de Puerto Rico;  $80^\circ$  S en la fosa de La Española, al norte; y  $40^\circ$  N en el surco de Los Muertos, al sur. Con base en estas

características del límite de placas, se han definido las cuatro zonas de subducción profunda. Para delimitarlas, se han tenido en cuenta los valores y direcciones de buzamiento y se han calculado las intersecciones de los planos formados por las cuatro zonas 1, 2, 3 y 4, resultando las rectas 8-9 y 10-11 (Fig.3.1-13).

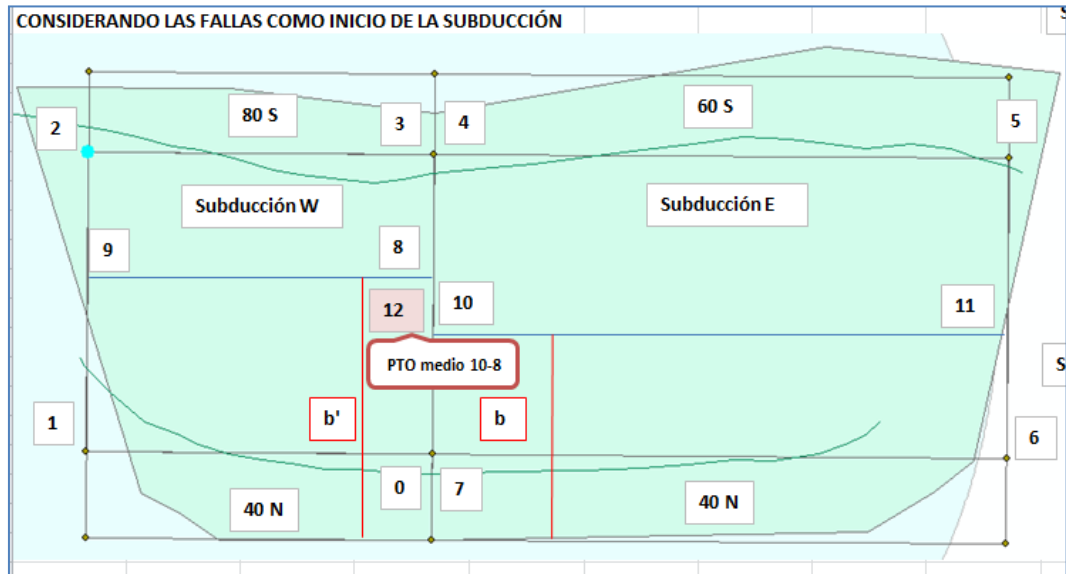


Fig.3.1-13.- Cálculo de las intersecciones entre zonas.

#### 3.1.4.1.3. Modelos de recurrencia y parámetros de sismicidad

Se han considerado las fallas como zonas, cuya geometría se ha determinado de acuerdo a la profundidad del plano de falla y a su buzamiento. Se han tratado como zonas superficiales, ya que los planos de fallas no alcanzan profundidades mayores a los 20 km. Para distribuir la sismicidad entre cada falla y la zona en la que ésta se encuentra, al haber dos fuentes sísmicas en la misma ubicación, se han separado los terremotos que pueden considerarse asociados a las fallas y los asociados a las zonas. Para ello, se ha hecho la siguiente consideración: los terremotos mayores de una determinada magnitud se han asociado a fallas (desde  $M_w=6.0$  para fallas de Matheux-Neiba y falla de Enriquillo y desde  $M_w=7.0$  para la falla Septentrional) y los menores de esos umbrales se han considerado generados en zonas superficiales.

. Por otra parte, para las zonas 3 y 4 en las que encuentran las Fallas Matheux-Neiba y Enriquillo, el umbral es de magnitud  $M=6.0$ , determinado por criterios geológicos.

Tras la definición de zonas, se han calculado los parámetros de sismicidad para cada una de ellas, tanto para las corticales como para las de subducción intraplaca, y también para las fallas consideradas. La sismicidad se ha modelizado como se describe a continuación (Fig. 3.1-14a):

- ✓ Para las zonas, se ajusta la sismicidad a leyes de Gutenberg-Richter, estimando los coeficientes  $a$  y  $b$  con el método de máxima verosimilitud, siendo cada observación el número de anual de sismos que superan cada grado de magnitud;
- ✓ Para las fallas, se consideran dos posibles modelos: Gutenberg-Richter y modelo de terremoto característico (Characteristic earthquake model=CEM). En este caso los parámetros se han calculado a partir del slip-rate deducido con observaciones GPS (datos GPS de Calais et al. 2002; Frankel et al. 2011). Se considera, a su vez, varias posibilidades de ruptura con diferentes posibles segmentaciones (figuras 3.1-15a y 3.1-15b)

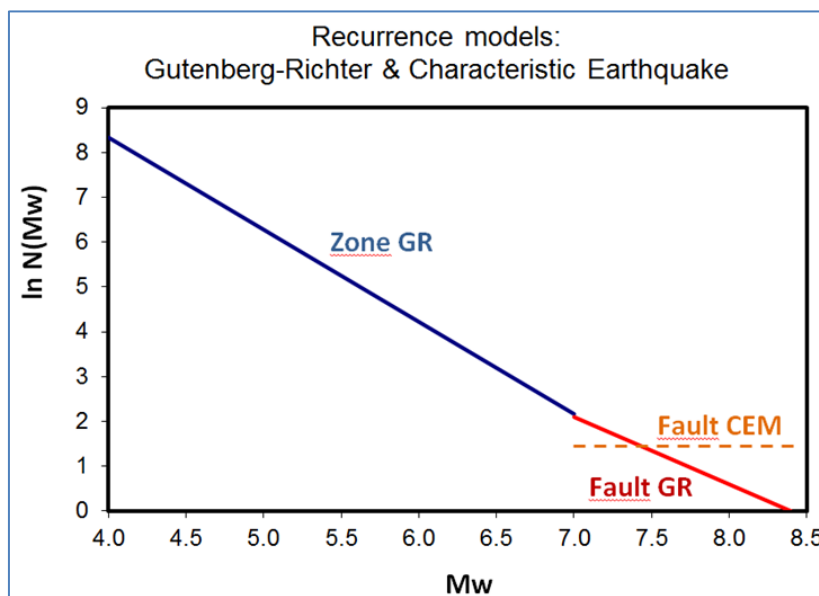
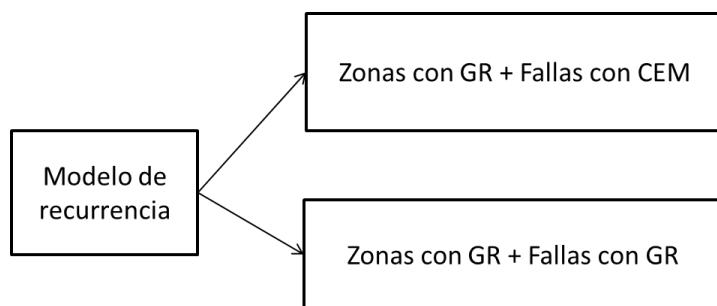


Fig.3.1-14a.- Esquema de los modelos empleados para establecer la recurrencia en zonas y fallas. En Azul: modelo de Gutenberg-Richter para las zonas; Naranja en trazo continuo: modelo de Gutenberg Richter para la falla, variando la pendiente respecto al modelo en la zona; Naranja en trazo discontinuo: modelo de terremoto característico para la falla.

En el árbol lógico que posteriormente se configura para el cálculo de la peligrosidad, se establece un nodo para considerar las dos opciones de recurrencia en la falla. (Fig. 3.1-14b)



*Fig.3.1-14b. Nodo del árbol lógico para considerar opciones sobre la recurrencia en zonas y fallas.*

*Nota: G-R= ley Gutenberg-Richter; CEM= modelo de terremoto característico.*

La magnitud mínima ha sido fijada en 4,0. Para tener en cuenta la incertidumbre de la magnitud máxima ( $M_{\text{máx}}$ ) de cada zona, se ha considerado una distribución Gaussiana definida por los parámetros:

- ✓ M1: magnitud máxima observada en la zona, que corresponde al umbral inferior de la distribución de  $M_{\text{Max}}$
- ✓ M2: magnitud máxima acorde con la tectónica de la zona, que corresponde al umbral superior de la distribución de  $M_{\text{Max}}$
- ✓ E (m): magnitud máxima esperada, que corresponde a la  $M_{\text{Max}}$  que se considera más probable.
- ✓  $\sigma$ : desviación estándar de la distribución de  $M_{\text{Max}}$

Los valores de M1, M2, E (m) y  $\sigma$  se han fijado para cada zona y falla.

A continuación se presenta un ejemplo de modelo recurrencia para la zona 5 (Fig.3.1-16) y los resultados de los parámetros de recurrencia encontrados para todas las zonas y fallas, según los modelos adoptados, en las tablas 3.1-3.

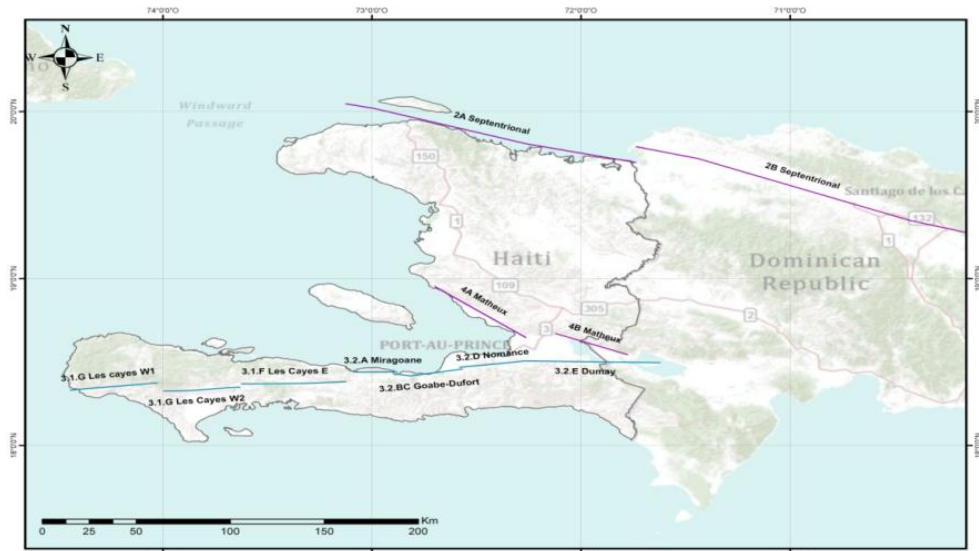


Fig.3.1-15a.-fallas incluidas con mayor segmentación

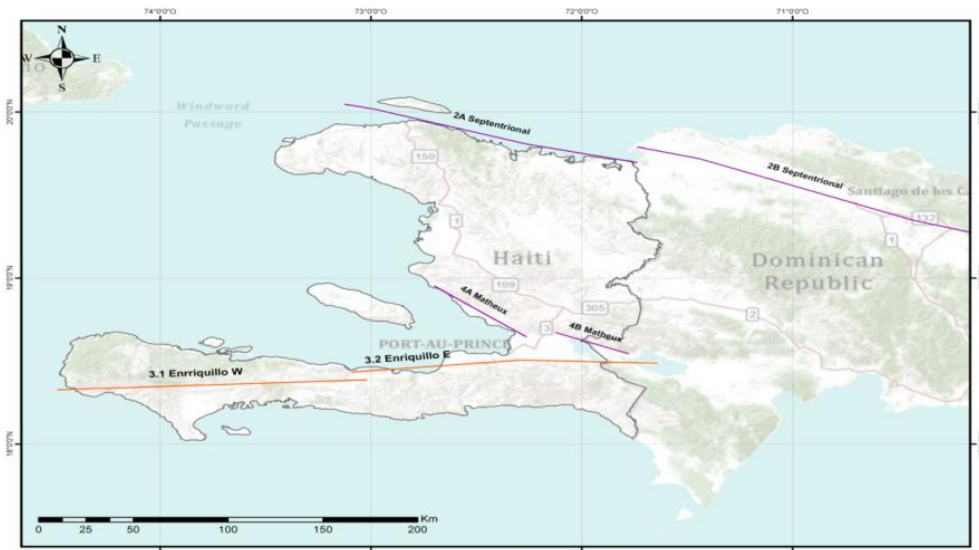


Fig.3.1-15b.- fallas incluidas con menor segmentación



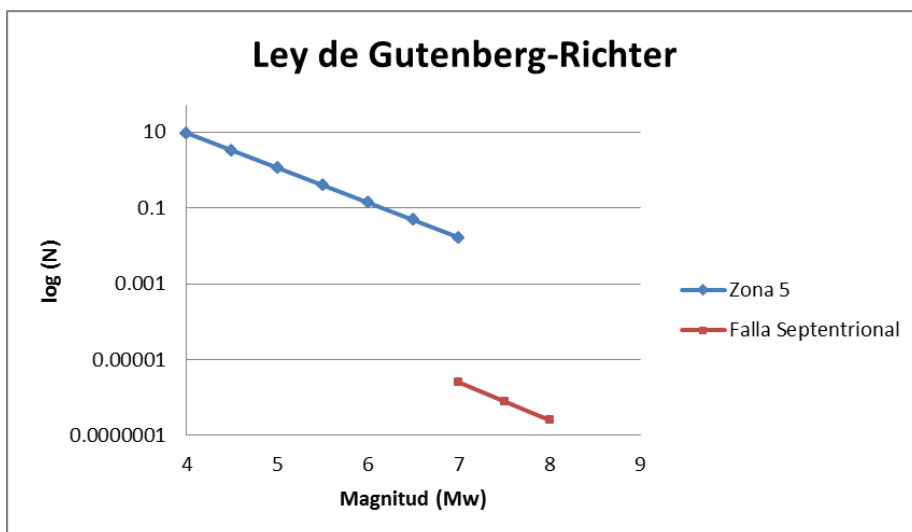


Fig.3.1-16.- Ejemplo de modelo de Gutemberg Ritchter para la zona 5 y de la falla incluida en ella.

Tabla 3.1-3.- parámetros de sismicidad de las zonas corticales

Nombre de la zona superficial	Prof. (km)	Magnitud máxima			Parámetros sísmicos	
		E (M)	M1	M2	b	N(M min)
<b>ZONA 1</b>	10	7.8	7.5	8.0	1.01046	18.789734
<b>ZONA 2</b>	10	8.0	7.7	8.2	0.86817	4.191390
<b>ZONA 3</b>	10	6.6	6.3	6.8	0.74205	2.560958
<b>ZONA 4</b>	10	6.7	6.4	6.9	0.81181	0.975809
<b>ZONA 5</b>	10	7.3	7.0	7.5	0.91988	9.510638
<b>ZONA 6</b>	10	7.4	7.1	7.6	0.90939	2.746439

Tabla 3.1-4.- parámetros de sismicidad de las zonas profundas

Nombre de la zona profunda	Prof. (km)	Magnitud máxima			Parámetros sísmicos	
		E (M)	M1	M2	b	N(M min)
<b>ZONA 1s</b>	50-245	6.3	6.0	6.5	1.40016	3.704045
<b>ZONA 2s</b>	50-245	8.6	8.3	8.8	1.06381	13.846478
<b>ZONA 3s</b>	50-224	5.5	5.2	5.7	1.55693	2.381056
<b>ZONA 4s</b>	50-224	7.6	7.3	7.8	1.19916	7.049373



Tabla 3.1-5.- Parámetros de sismicidad de las fallas, contemplando posible segmentación.

PARÁMETROS CALCULADOS A PARTIR DE DATOS DE MOVIMIENTO DE LAS FALLAS POR GPS							
Nombre de la falla	Rango de Mw		Modelo de G-R		Modelo de terremoto característico		
	Mmin	Mc	b	N(Mmin)	N(Mc)	T00	F
<b>2A.Septentrional</b>	7	7.5	1.0	0.002505	0.003165	169	0.086870
<b>2B.Septentrional</b>	7	7.7	1.0	0.002522	0.003090	169	0.121092
<b>4A.Matheux</b>	7	7.4	1.0	0.000164	0.000282	3541	0.048945
<b>4B.Matheux</b>	7	7.3	1.0	0.000149	0.000292	241	0.036859
<b>3.1.Enriquillo W</b>	6.5	7.6	1.0	0.002826	0.001837	543	0.174632
<b>3.2.Enriquillo E</b>	6.5	7.5	1.0	0.003271	0.001881	241	0.159321
<b>3.1.F.Les Cayes E</b>	6.5	7.2	1.0	0.001893	0.002019	241	0.112820
<b>3.1.G.Les Cayes W1</b>	6.5	7.2	1.0	0.001587	0.002083	241	0.113383
<b>3.1.G.Les Cayes W2</b>	6.5	7.1	1.0	0.001693	0.002090	104	0.097251
<b>3.2.A.Miragoane</b>	6.5	6.9	1.0	0.001524	0.002202	1	0.065380
<b>3.2.BC.Goabe-Dufort</b>	6.5	7.1	1.0	0.001503	0.002131	104	0.097551
<b>3.2.D.Nomance</b>	6.5	7.1	1.0	0.001456	0.002136	104	0.097585
<b>3.2.E.Dumay</b>	6.5	7.3	1.0	0.002037	0.001982	241	0.128564

Donde:

- ✓ Prof.: profundidad promedio en kilómetros de cada fuente sísmica.
- ✓ Buz.: ángulo de buzamiento de la correspondiente zona, para el caso de zonas de subducción.
- ✓ E (m): valor probable de la máxima magnitud esperada en la fuente.
- ✓ M1: magnitud máxima observada en la fuente.
- ✓ M2: magnitud máxima que establece la geología de la fuente.
- ✓ Valor “a”: ordenada en el origen de la relación Gutenberg-Richter (normalizado a un año).
- ✓ Valor “b”: índice de sismicidad (pendiente de la relación Gutenberg-Richter).
- ✓ N ( $M_{Min}$ ) indica el número anual de temblores de magnitud mínima Mw 4.0, también denominado tasa ( $\nu$ ).
- ✓ Mc: Terremoto característico

- ✓ T00:Tiempo transcurrido entre desde el último terremoto característico
- ✓ F: coeficiente que permite calcular la magnitud máxima en función del tiempo desde el último evento
- ✓ N (Mc): tasa de recurrencia de terremoto característico.

### 3.1.5. Leyes de atenuación

El siguiente paso en el cálculo de peligrosidad sísmica consiste en la definición o identificación de los modelos de atenuación o ecuaciones de predicción del movimiento a incluir en el análisis. Si se dispone de datos acelerométricos en la zona, se puede calcular una ley propia mediante un ajuste de regresión de los datos.

Dado que en Haití no existen registros de movimiento fuerte, no se han podido desarrollar ecuaciones espectrales de atenuación, por lo que se ha optado en este trabajo por adoptar las ecuaciones de atenuación elegidas para el cálculo de la peligrosidad sísmica de América Central (Benito et al. 2011), debido a la similares características que presenta la tectónica entre ambas zonas, y algunas de las ecuaciones de atenuación propuestas en los estudios: ‘Probabilistic Seismic Hazard Assessment at the Eastern Caribbean’ (Bozzoni et al. 2011) y ‘Seismic Hazard Maps for Haiti’ (Frankel et al. 2011).

Las características de cada modelo de atenuación elegido para el cálculo se muestran en la tabla 3.1-6.

*Tabla 3.1-6.- modelos de atenuación elegidos*

MODELO	TIPO FUENTES	PARÁMETROS	ORIGEN DE LOS DATOS	TIPO MAG	RANGO MAG	TIPO DIST	RANGO DIST
<b>Kanno et al (2006)</b>	Intraplaca, cortical	M, dist, tipo suelo	América Central	Mw	4.0-9.0	Rrup	0-200 km
<b>Zhao et al (2006)</b>	Interplaca, Intraplaca, cortical	M, dist, H, tipo fuente, mecanismo, tipo suelo	Japón	Mw	5-8.2	Rrup	10-300 km
<b>Lin and Lee (2008)</b>	Interplaca, Intraplaca,	M, dist, H, tipo terremoto, tipo suelo	Taiwan	Mw	5.3-8.1	D hip	15-630 km
<b>Boore and Atkinson (2011)</b>	Cortical	M, dist, tipo suelo, mecanismo	Mundial	Mw	5.0-8.0	R jb	< 200 km

Tabla 3.1-6.- modelos de atenuación elegidos (seguida)

MODELO	MOVIMIENTO	RANGO FRECUENCIAL	COMPONENTE UTILIZADA PARA PGA y SA	TIPO DE SUELO Y VELOCIDADES ASOCIADAS
<b>Kanno et al (2006)</b>	log (SA) (cm/s <sup>2</sup> )	0.05-5.0 seg	Media geométrica de las dos componentes horizontales	roca, suelo blando
<b>Zhao et al (2006)</b>	log (cm/s <sup>2</sup> )	0-5.0 seg	Media geométrica de las dos componente horizontales en cm/s <sup>2</sup>	Hard rock: V <sub>30</sub> >1100; rock: V <sub>30</sub> >600; Hard soil: 300<V <sub>30</sub> =600; medium soil: 200<V <sub>30</sub> =300; V <sub>30</sub> =200
<b>Lin and Lee (2008)</b>	log (gales)	0.01-5 seg	Media geométrica	Roca (B,C), suelo duro (D, E) :según Lee et al. (2001)
<b>Boore and Atkinson (2011)</b>	log (cm/s <sup>2</sup> )	0.01-10seg	Media geométrica de las dos componente horizontales	NEHRP

*Nota: Mag.: magnitud; Dist.: distancia; H: profundidad; Mw: magnitud momento; Rrup.: distancia de ruptura; Dhyp.: Hypocentral distance; Rjb.: Joyner and Boore distance.*

Estos modelos se han representado en las figuras 3.1-17 y 3.1-18, para fuentes superficiales y profundas, respectivamente.

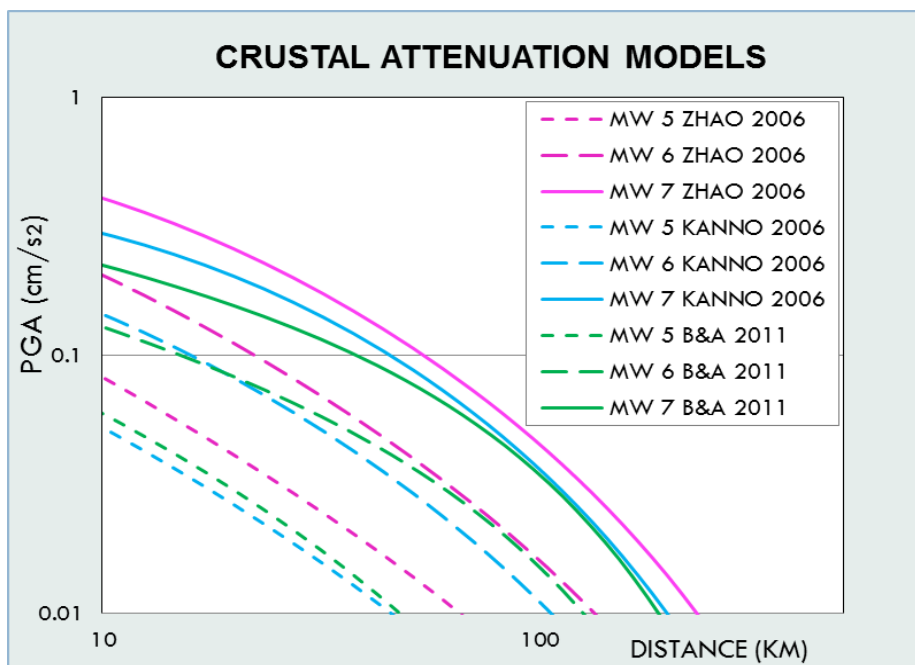


Fig. 3.1-17.- Representación de los modelos de atenuación seleccionados para las fuentes sísmicas corticales

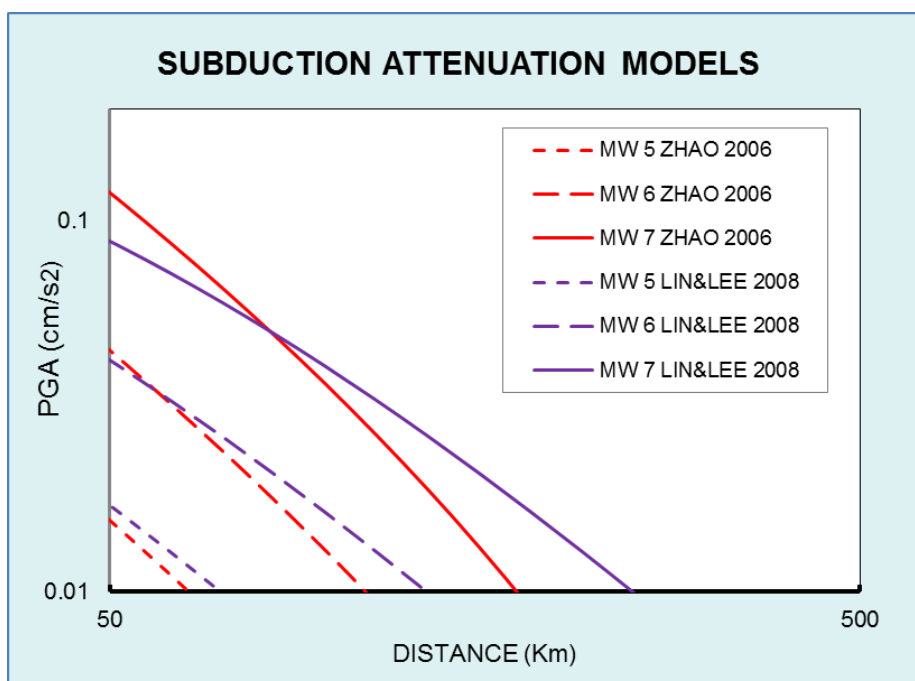


Fig. 3.1-18.- Representación de los modelos de atenuación seleccionados para las fuentes sísmicas de subducción intraplaca

### 3.1.6. Árbol lógico

Para cuantificar la incertidumbre epistémica inherente a los modelos de recurrencia (variables en las fallas) y de atenuación, se ha creado un árbol lógico considerando dos nodos. De ellos parten 2 y 6 ramas, respectivamente, que representan cada una de las opciones contempladas:

➤ Nodo Modelos de Atenuación:

Rama 1 (BLL). Peso 0.2

- ✓ Zonas corticales con modelo de atenuación de Boore y Atkinson 2011.
- ✓ Zonas de subducción interplaca con atenuación de Lin y Lee 2006.

Rama 2 (BZ). Peso 0.2

- ✓ Zonas corticales con modelo de atenuación de Boore y Atkinson 2011.
- ✓ Zonas de subducción intraplaca con modelo de atenuación de Zhao et al., 2006.

Rama 3 (KLL). Peso 0.15

- ✓ Zonas corticales con modelo de atenuación Kanno et al., 2006.
- ✓ Zonas de subducción interplaca con atenuación de Lin y Lee 2006.

Rama 4 (KZ). Peso 0.15

- ✓ Zonas corticales con modelo de atenuación Kanno et al., 2006.
- ✓ Zonas de subducción intraplaca con modelo de atenuación de Zhao et al., 2006.

Rama 5 (ZLL). Peso 0.15

- ✓ Zonas corticales con modelo de atenuación de Zhao et al., 2006.
- ✓ Zonas de subducción interplaca con atenuación de Lin y Lee 2006.

Rama 6 (ZZ). Peso 0.15

- ✓ Zonas corticales con modelo de atenuación de Zhao et al., 2006.
- ✓ Zonas de subducción intraplaca con modelo de atenuación de Zhao et al., 2006.

A las ramas se les ha dado un peso en función de la fiabilidad de los modelos, dando un mayor peso a las ramas que contienen el modelo de Boore y Atkinson, por ser éste un modelo reciente de la Nueva Generación de Modelos de Atenuación (NGA, *Next Generation Attenuation*) y obtenido con muchos datos.

➤ Nodo de Modelos de Recurrencia:

Rama 1 (GPS-GR).Pesos 0.5: Ley de G-R para las fallas, calculada a partir del slip-rate (tasa de deslizamiento) obtenido por observaciones GPS.

Rama 2 (GPS-MEC).Pesos 0.5: Modelo de terremoto característico para las fallas, calculado a partir del slip-rate (tasa de deslizamiento) obtenido por observaciones GPS.

### **3.1.7. Resultados de la peligrosidad sísmica de Haití**

Con los inputs definidos previamente (catálogo sísmico, leyes de recurrencia y leyes de atenuación) se procede al cálculo de la peligrosidad sísmica en puntos de una malla cubriendo todo el territorio de La Española, equiespaciados 0.1º de latitud y longitud y considerando emplazamientos genéricos en roca. Los parámetros de cálculo de las zonas son los presentados en las Tablas 3.1-3 hasta 3.1-6. La peligrosidad se ha calculado en términos de aceleración pico PGA y aceleraciones espectrales SA (T) para T = 0.1, 0.2, 0.5, 1.0 ,2.0 s. Los programas utilizados han sido ACCES, EXPEL y CRISIS (Anexo 5).

#### **3.1.7.1. Mapas de peligrosidad sísmica**

Se presentan ahora los mapas de peligrosidad sísmica en roca obtenidos, en los cuales no se ha considerado el efecto local. Dichos mapas se han representado con ARCGIS siguiendo los siguientes pasos:

- a) Con la malla de valores discretos de aceleración espectral obtenidos con CRISIS (ver anexo 4) para cada rama del árbol lógico (sin ponderar), se ha realizado una interpolación (método de krigeado) para pasar la información de discreta a continua. Así se han obtenido capas ráster que proporcionan el valor de aceleración en cualquier punto del territorio haitiano.
- b) Una vez obtenidos los rásters de cada rama (BLL, BZ, KLL, KZ, ZLL, ZZ), se obtienen los mapas de peligrosidad sísmica resultantes de cada una de ellas.
- c) Los rásters de cada rama, se multiplican por su peso adoptado.
- d) Combinando las seis capas, con sus correspondientes pesos, se obtiene finalmente el mapa de peligrosidad sísmica promedio.

Este proceso se realiza para PGA y para los periodos de retorno considerados en el estudio (475, 975 y 2475 años). Asimismo, se realiza para las ordenadas espectrales de 0.1, 0.2, 0.5, 1.0 y 2.0 segundos, para periodo de retorno de 475 años.

Hay que destacar que los mapas de PGA para los periodos de retornos de 475 y 975 van a ser utilizados después para calcular los coeficientes de importancia de las edificaciones, en la propuesta de normativa que se llevará a cabo.

En las figuras 3.1-19 a 3.1-21 se muestran los mapas de peligrosidad sísmica obtenidos en este TFM en términos de PGA.

➤ **Mapas de PGA (475 años, 975 años, 2475 años)**



Fig. 3.1-19.- Mapa de PGA de La Española para el periodo de retorno de 475 años





Fig. 3.1-20.- Mapa de PGA de La Española para el periodo de retorno de 975 años



Fig. 3.1-21.- Mapa de PGA de La Española para el periodo de retorno de 2475 años

Como antecedentes de estos resultados, los mapas obtenidos anteriormente por Frankel et al. (2011) y el adoptado en el Código Sísmico República Dominicana se muestran en la figura 3.1-22. La morfología de los mapas obtenidos en este TFM es bastante similar a los del mapa de Frankel, pero los valores de PGA son significativamente menores, siendo más consistentes con los dados por el Código de la República Dominicana. Como una tendencia general, los valores de PGA obtenidos en este estudio para TR de 975 años son similares a los del mapa de Frankel para TR de 475 años.

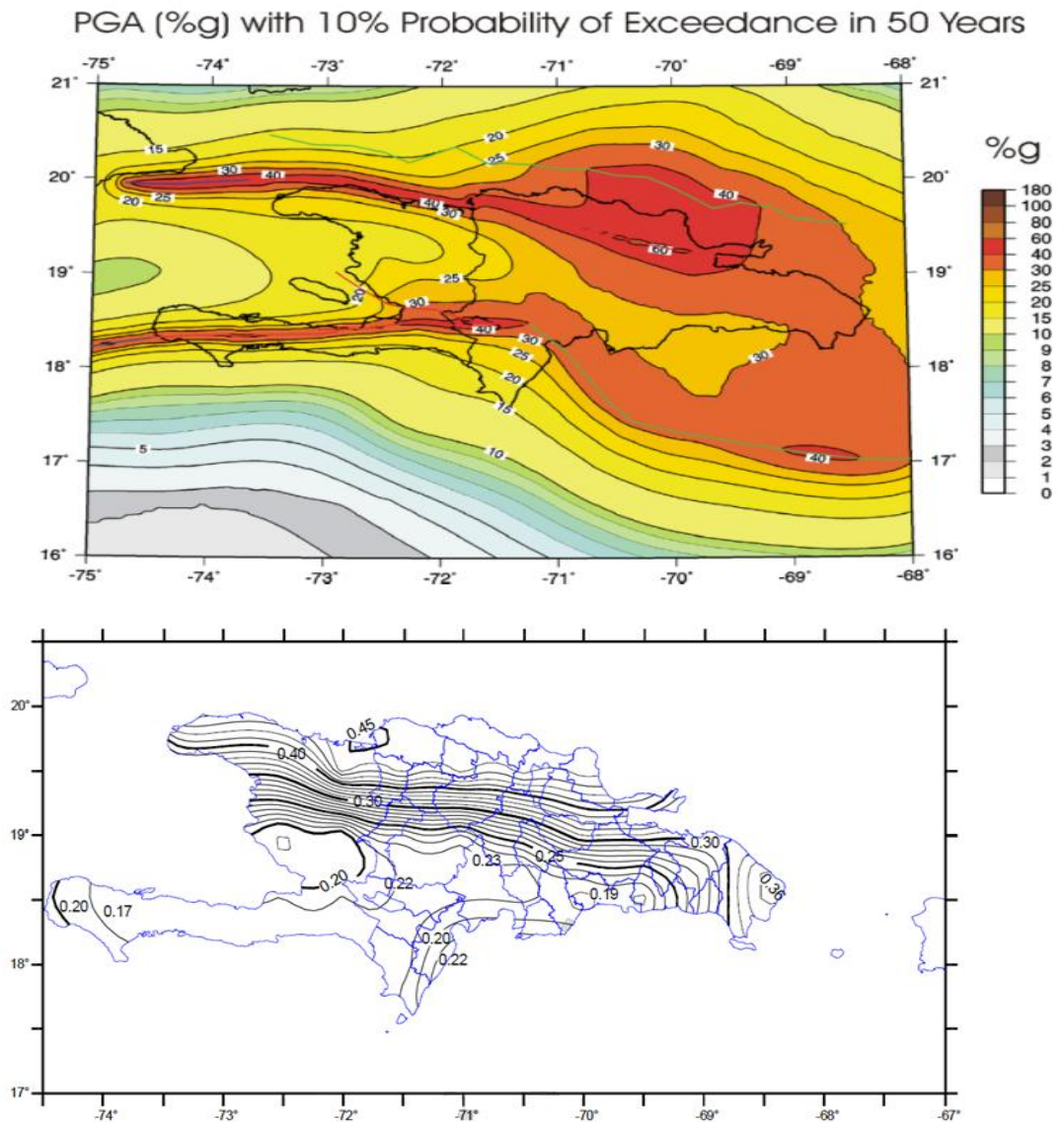


Fig. 3.1-22. Los mapas de peligrosidad para la PGA de periodo de retorno de 457 años. Frankel et al. (2011) (arriba) y República Dominicana Código Sísmico (abajo)

➤ **Mapas de SA (0.1), SA (0.2), SA (0.5), SA (1.0) y SA (2.0) para el periodo de retorno de 475 años**

En las siguientes figuras (Fig 3.1-23 a 3.1-26) se muestran los mapas de las aceleraciones espectrales resultantes para periodo de retorno de 475 años, SA (T) para  $T = 0.1, 0.2, 0.5, 1$  y  $2$  s.

Estos mapas permiten después calcular los espectros de peligrosidad uniforme (UHS) en las capitales de Haití, para la calibración de los espectros según diferentes códigos sísmicos, dando una información valiosa de utilidad para una propuesta de espectros de diseño en un código propio para Haití.

Finalmente, los mapas de aceleraciones espectrales SA (0.2 s) y SA (1 s) para periodo de retorno de 2475 años se incluyen también en las figuras 3.1-27 y 3.1-28. Estos han sido posteriormente empleados para calibrar los espectros de respuesta dados por la normativa americana, que como se verá más adelante, escala los espectros con aceleraciones de corto y largo periodo deducidas para TR 2475 años y reducidas por un factor de  $2/3$ .



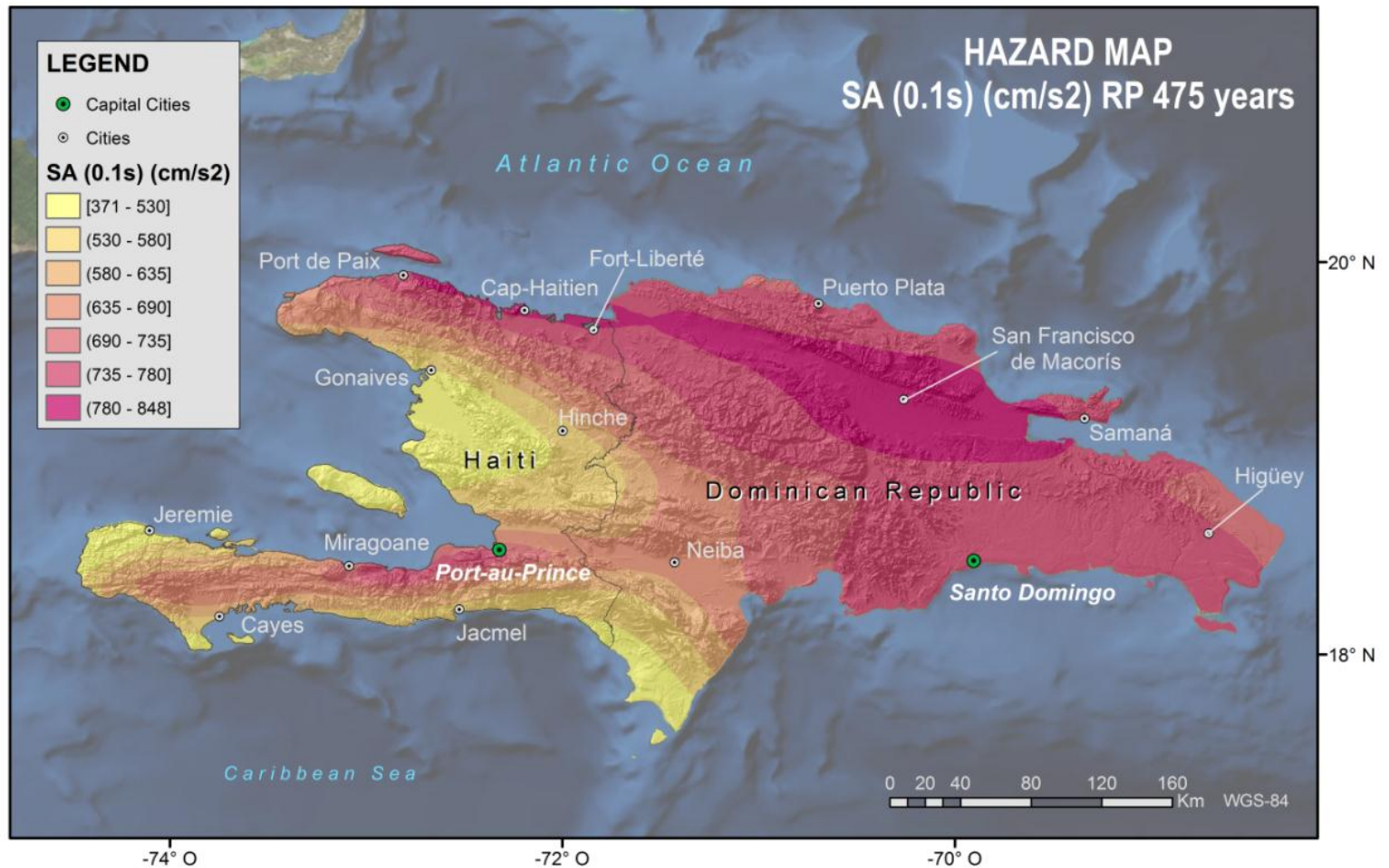


Fig. 3.1-23.- Mapa de SA (0.1) para el periodo de retorno de 475 años

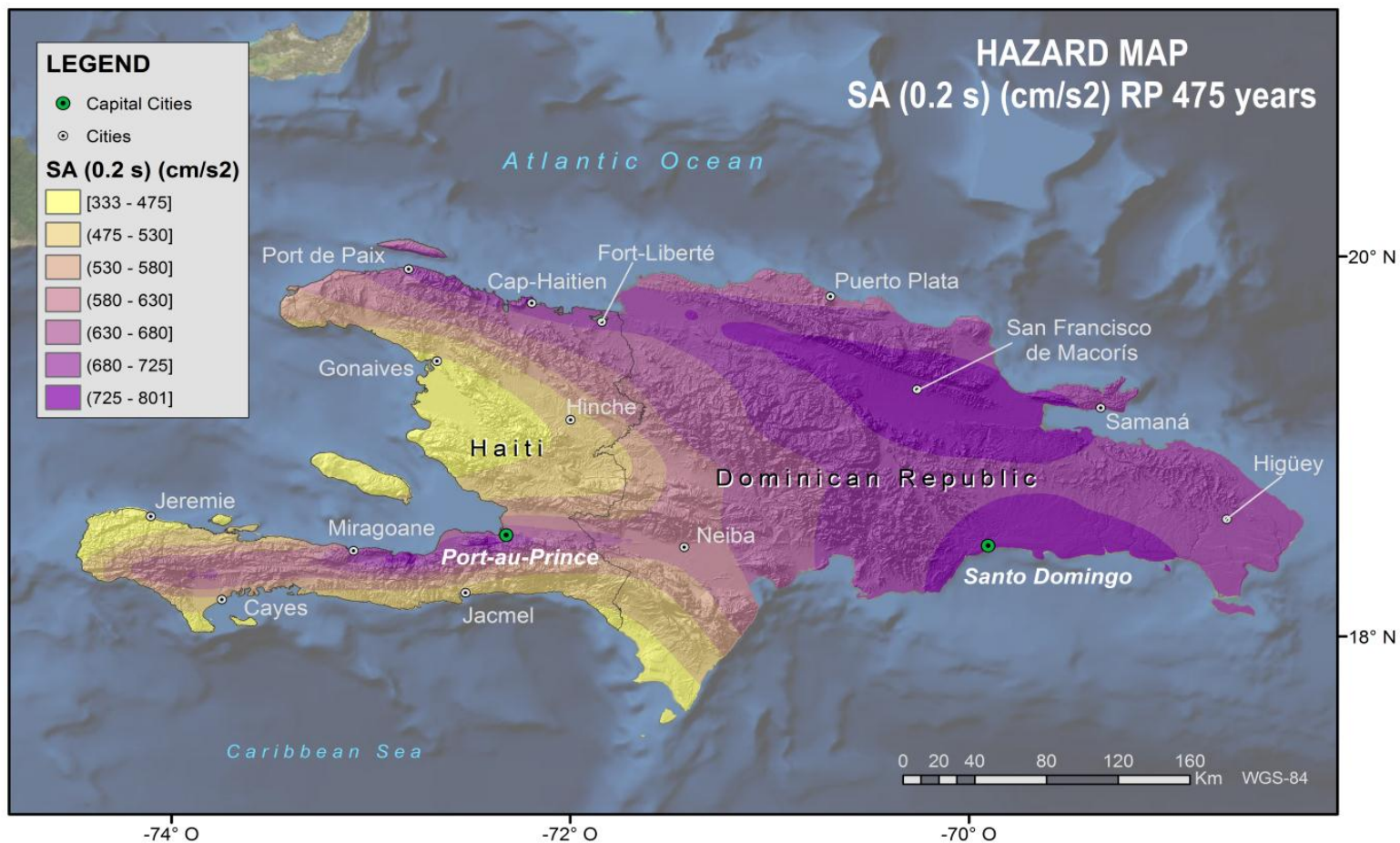


Fig. 3.1-24.- Mapa de SA (0.2) para el periodo de retorno de 475 años



Fig. 3.1-25.- Mapa de SA (0.5) para el periodo de retorno de 475 años





Fig. 3.1-26.- Mapa de SA (1.0) para el periodo de retorno de 475 años





Fig. 3.1-27.- Mapa de SA (2.0) para el periodo de retorno de 475 años

➤ Mapas de SA (0.2) y SA (1.0) para el periodo de retorno de 2475 años

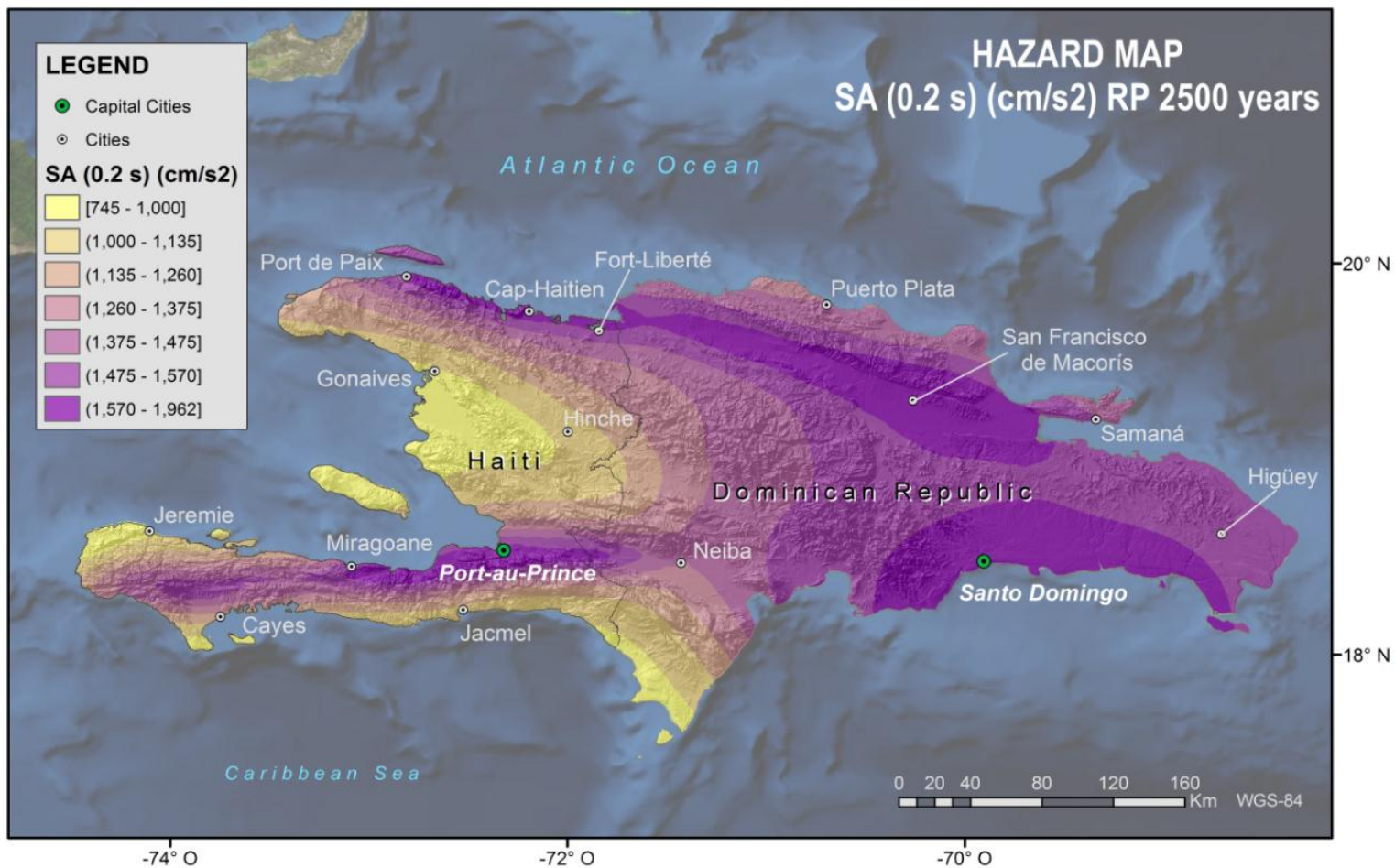


Fig. 3.1-28.- Mapa de SA (0.2) para el periodo de retorno de 2475 años

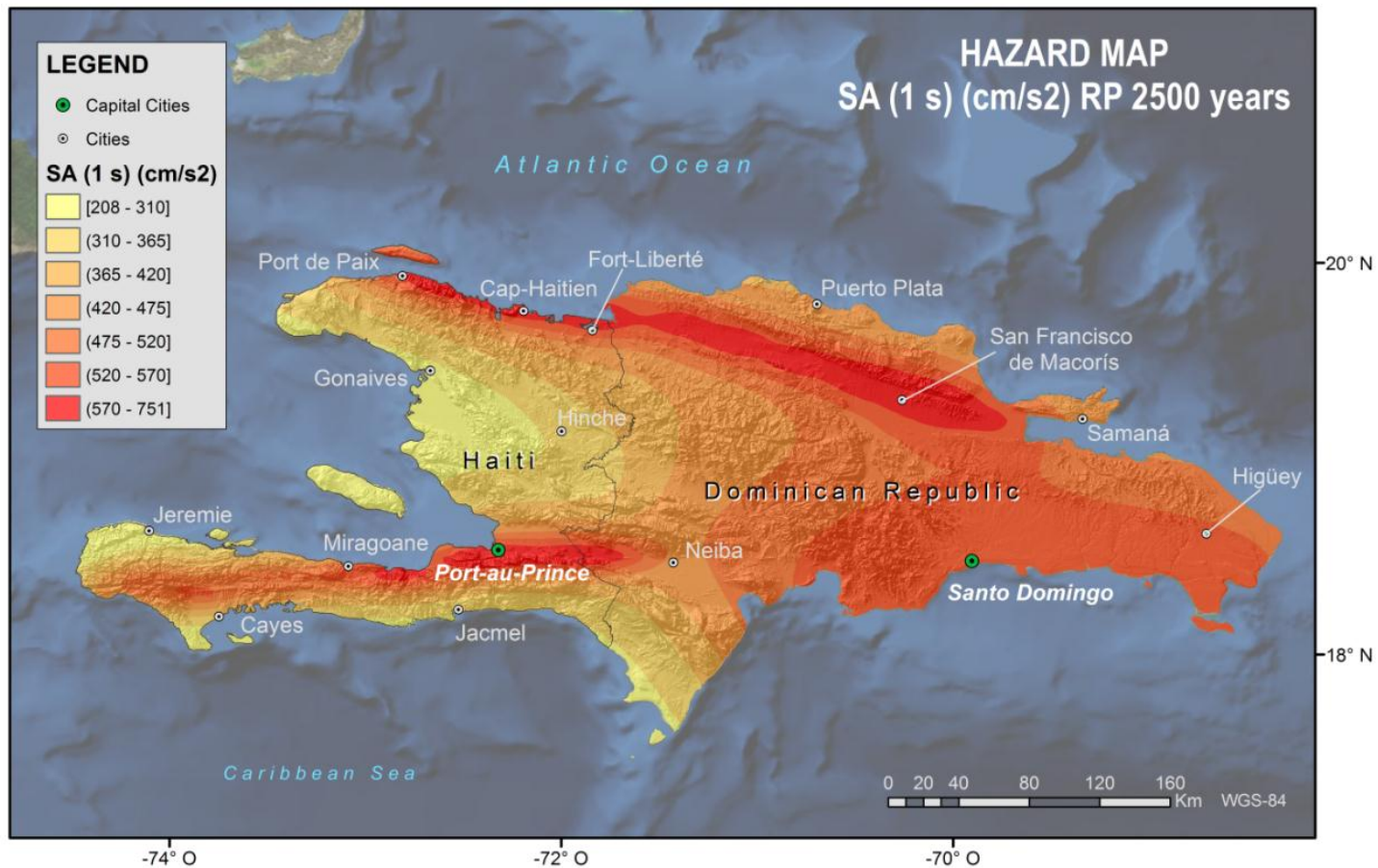


Fig. 3.1-29.- Mapa de SA (1.0) para el periodo de retorno de 2475 años



### 3.1.7.2. Espectros de peligro uniforme (UHS)

Además de los mapas de peligrosidad para varios parámetros de movimiento y periodos de retorno presentados anteriormente, se han calculado los UHS en cada ciudad de cada departamento (10 departamentos) para un periodo de retorno de 475 años. Estos se muestran en las figuras Fig.3.1-28 hasta Fig.3.1-31 y los valores de las correspondientes ordenadas espectrales se incluyen en la Tabla 3.1-15. La Tabla 3.1-16 presenta los valores de esas ordenadas para un periodo de retorno de 2475 años.

*Tabla 3.1.7.-valores de los espectros de peligro uniforme para las ciudades para periodo de retorno de 475 años*

Ciudades	Long.	Lat.	PGA	SA(0.1)	SA(0.2)	SA(0.5)	SA(1.0)	SA(2.0)
<b>Port-au-Prince</b>	-72.33	18.53	349.33	731.60	699.52	446.83	246.93	116.71
<b>Cap Haitien</b>	-72.19	19.75	360.74	799.55	727.15	430.46	235.68	110.53
<b>Fort Liberte</b>	-71.84	19.66	345.24	777.62	702.12	405.91	225.06	105.28
<b>Port de Paix</b>	-72.81	19.94	346.63	776.34	695.54	403.70	213.92	98.11
<b>Gonaives</b>	-72.67	19.45	228.39	530.86	469.60	257.21	144.63	66.65
<b>Hinche</b>	-72	19.15	236.60	552.41	498.20	274.96	159.27	74.15
<b>Cayes</b>	-73.75	18.2	261.12	584.86	522.18	292.97	153.55	68.69
<b>Jacmel</b>	-72.53	18.24	249.78	568.71	508.47	286.26	158.80	72.53
<b>Jeremie</b>	-74.1	18.63	217.36	501.66	438.13	232.85	121.99	54.23
<b>miragoane</b>	-73.09	18.44	336.96	719.45	675.64	418.76	223.32	102.60

*Tabla 3.1.8.-valores de los espectros de peligro uniforme para las ciudades periodo de retorno de 975 años*

Ciudades	Long.	Lat.	PGA	SA(0.1)	SA(0.2)	SA(0.5)	SA(1)	SA(2)
<b>Port-au-Prince</b>	-72.33	18.53	526.65	1038.03	1113.34	638.88	417.95	202.01
<b>Cap Haitien</b>	-72.19	19.75	508.63	1084.33	1108.61	624.10	384.19	190.62
<b>Fort Liberte</b>	-71.84	19.66	480.33	1058.55	1069.32	592.32	351.61	171.88
<b>Port de Paix</b>	-72.81	19.94	488.45	1059.26	1069.33	594.32	348.47	169.47
<b>Gonaives</b>	-72.67	19.45	305.27	719.88	697.55	355.14	200.00	93.06
<b>Hinche</b>	-72	19.15	317.15	752.44	741.03	379.36	219.80	103.73
<b>Cayes</b>	-73.75	18.2	363.30	828.61	825.42	448.60	226.38	103.14
<b>Jacmel</b>	-72.53	18.24	333.40	782.89	768.75	408.33	218.00	100.75
<b>Jeremie</b>	-74.1	18.63	295.62	692.46	665.49	330.56	171.71	76.34
<b>miragoane</b>	-73.09	18.44	487.47	995.31	1044.73	577.66	347.66	161.10

Tabla 3.1-9.-valores de los espectros de peligro uniforme para las ciudades periodo de retorno de 2475 años

Ciudades	Long.	Lat.	PGA	SA(0.1)	SA(0.2)	SA(0.5)	SA(1)	SA(2)
<b>Port-au-Prince</b>	-72.33	18.53	714.52	1544.12	1662.19	879.61	616.17	310.16
<b>Cap Haitien</b>	-72.19	19.75	751.53	1595.98	1640.93	904.45	619.69	341.80
<b>Fort Liberte</b>	-71.84	19.66	716.59	1535.07	1561.99	874.21	564.83	299.94
<b>Port de Paix</b>	-72.81	19.94	710.06	1557.47	1575.70	885.78	577.40	307.71
<b>Gonaives</b>	-72.67	19.45	433.40	1011.64	992.15	506.77	297.41	138.23
<b>Hinche</b>	-72	19.15	448.07	1043.26	1046.17	534.48	324.09	152.39
<b>Cayes</b>	-73.75	18.2	504.06	1213.35	1219.69	644.04	363.85	163.85
<b>Jacmel</b>	-72.53	18.24	462.44	1100.25	1097.33	560.06	325.28	146.70
<b>Jeremie</b>	-74.1	18.63	419.90	1003.92	958.78	488.80	257.60	116.54
<b>miragoane</b>	-73.09	18.44	699.19	1507.62	1533.18	854.09	521.94	250.24

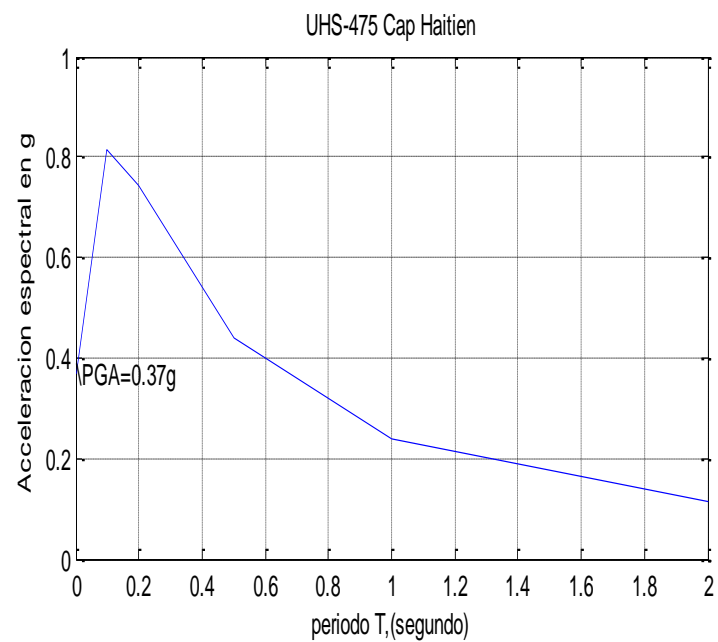
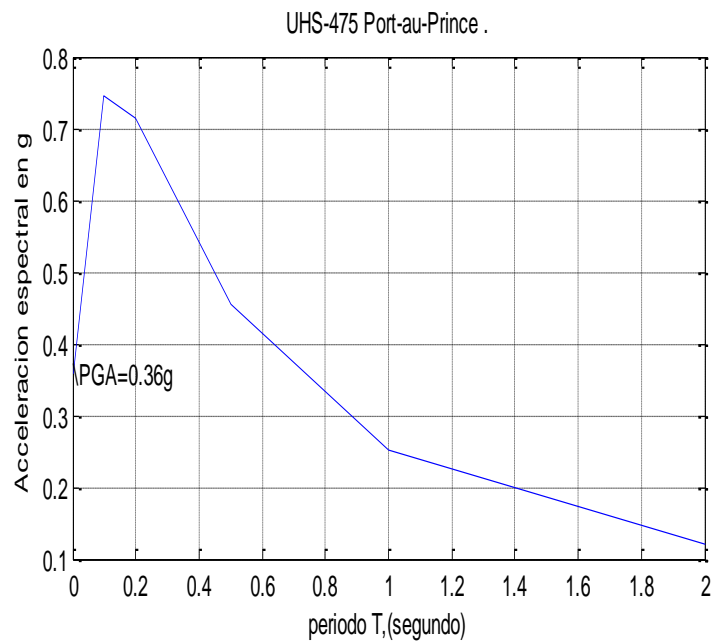


Fig. 3.1-30.-UHS de periodo de retorno de 475 años para Port-au-Prince y Cap Haitien

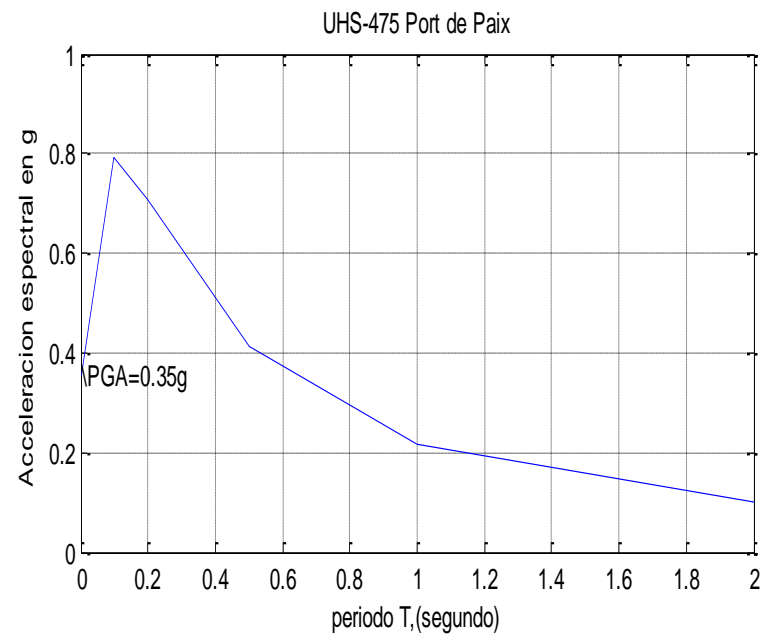
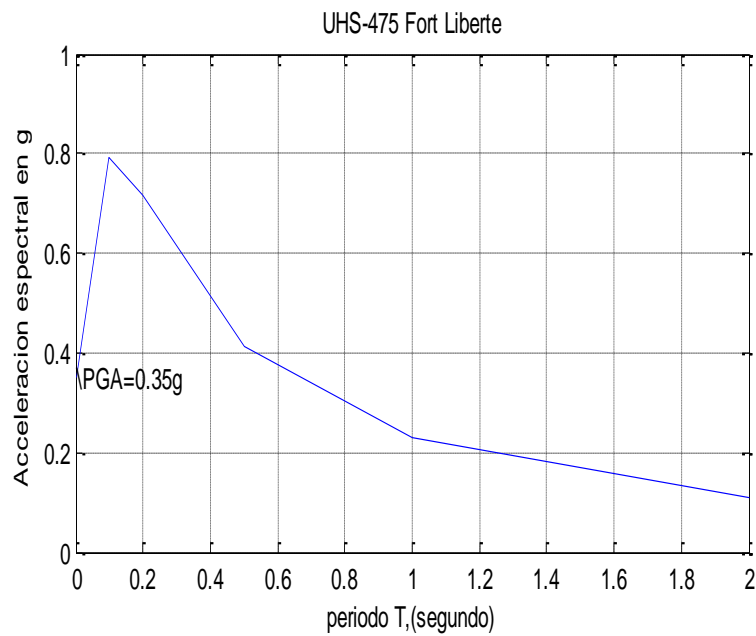


Fig. 3.1-31.-UHS de periodo de retorno de 475 años para Fort Liberte y Port de paix

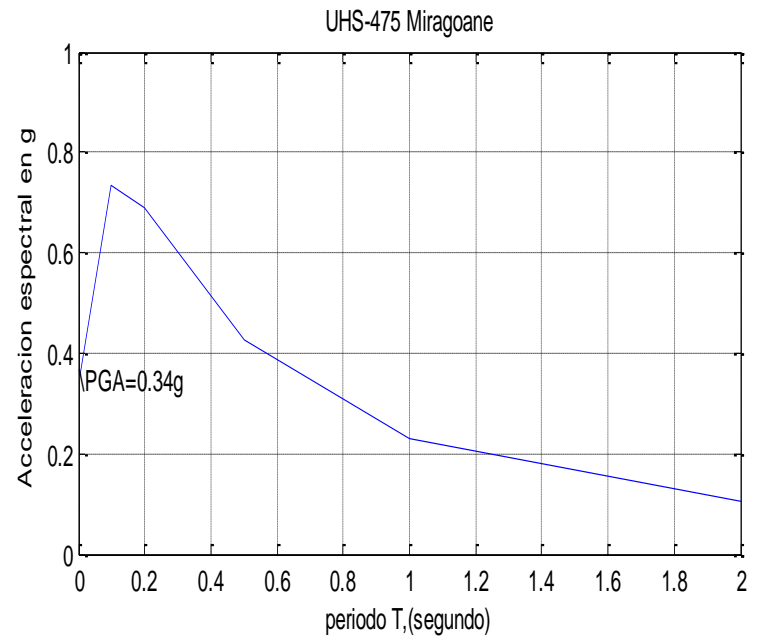
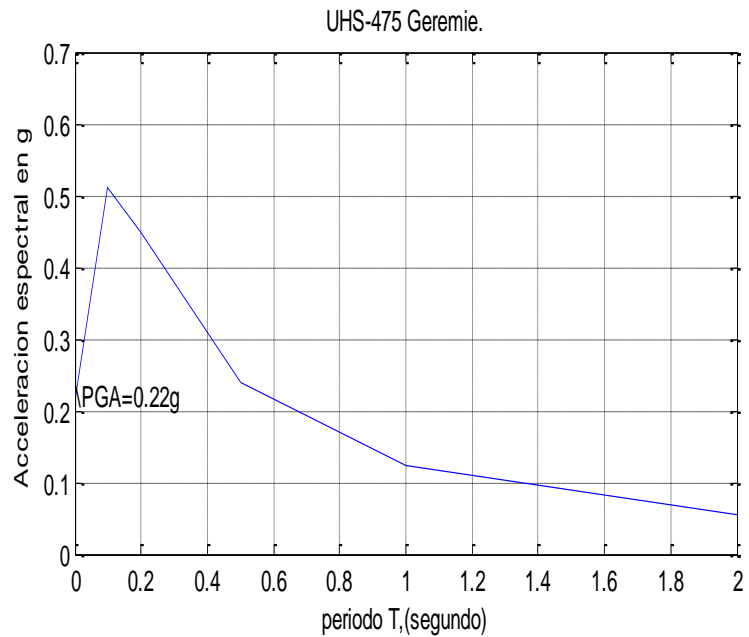


Fig. 3.1-32.-UHS de periodo de retorno de 475 años para Geremie y Miragoane



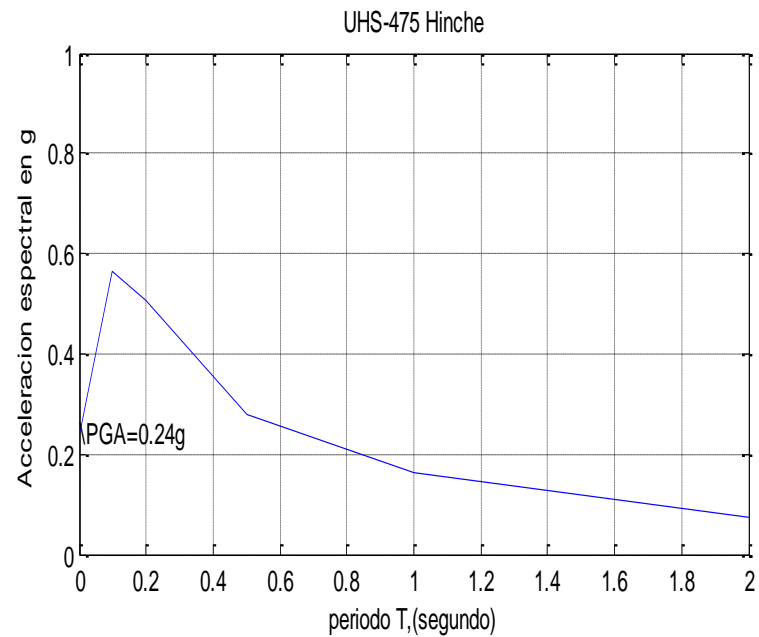
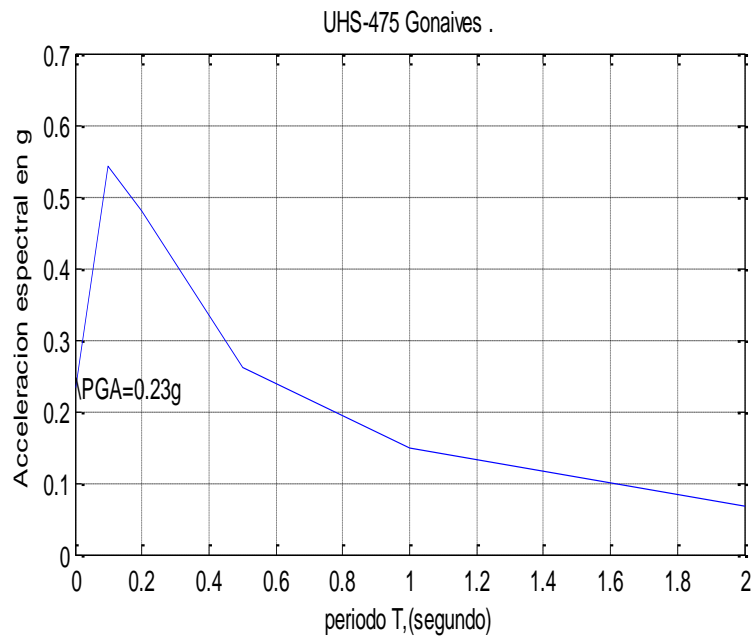


Fig. 3.1-33.-UHS de periodo de retorno de 475 años para Gonaive e Hinche

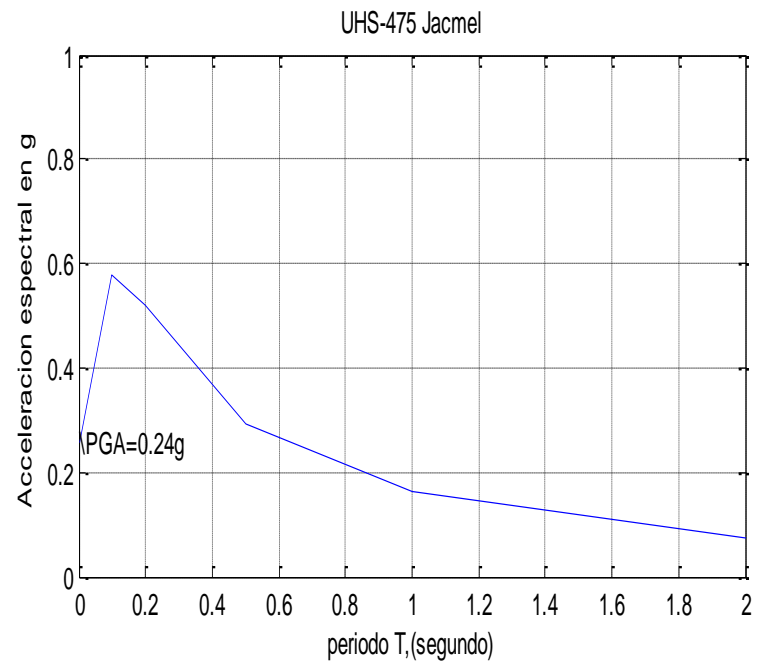
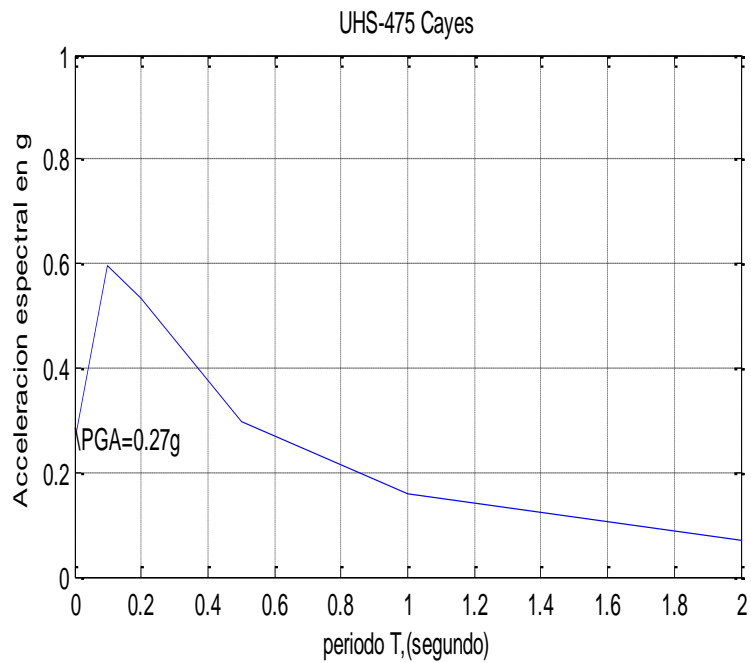


Fig. 3.1-34.-UHS de periodo de retorno de 475 años para Cayes y Jacmel

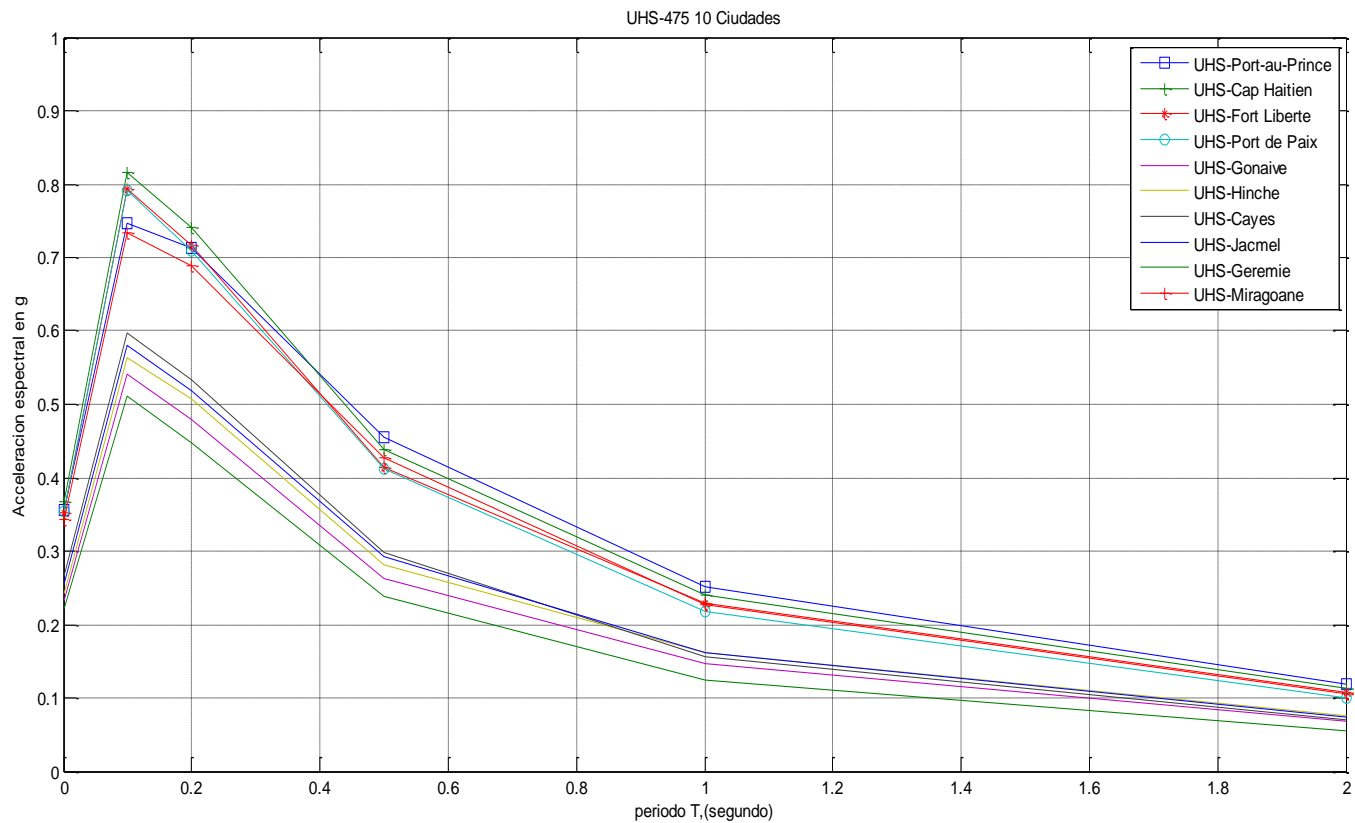


Fig. 3.1-35.-UHS de periodo de retorno de 475 años para las principales ciudades de Haití

Se observa que los UHS de los ciudades más cercanas a las fallas son mayores que los de los ciudades lejanas.

### 3.2. Análisis de diferentes normativas y comparación de los espectros de respuesta propuestos con los UHS obtenidos para Haití

#### 3.2.1. Normativa de los Estados Unidos

La NEHRP<sup>2</sup> presenta los requisitos mínimos recomendados necesarios para el diseño y la construcción de nuevos edificios y otras estructuras para resistir terremotos en los Estados Unidos. La intención de estas provisiones es proporcionar una seguridad razonable de comportamiento sísmico que:

1. Evite las lesiones graves y la pérdida de vidas
2. Evite la pérdida de función en las instalaciones críticas, y
3. Minimice los costos de reparación estructural y no estructural donde sea posible.

Estos objetivos se dirigen a tratar de evitar el colapso estructural en caso del muy poco probable terremoto extremo, tratando de proporcionar un control razonable de daño a los sistemas estructurales y no estructurales que podrían dar lugar a lesiones y pérdidas económicas o funcionales para sacudidas más moderadas y frecuentes.

##### 3.2.1.1. Espectro de respuesta

El terremoto con más efectos destructivos que se considera en las provisiones 2009 (FEMA<sup>3</sup> P-750) se denomina  $MEC_R$  (máximum credible earthquake) y los parámetros para construir su espectro de respuesta se calculan en las siguientes etapas:

##### ➤ Parámetros de aceleraciones y coeficientes de riesgo

La normativa define los parámetros:  $S_{SUH}$ ,  $S_{1UH}$ ,  $S_{SD}$  y  $S_{1D}$  que constituyen aceleraciones espectrales de corto y largo periodo, determinadas por métodos probabilistas y deterministas, respectivamente, así como coeficientes de riesgo para distintos tipos de edificaciones,  $C_{RS}$  y  $C_{R1}$ . Los valores de todos estos parámetros son dados en mapas. Estos mapas son determinados para un

---

<sup>2</sup> National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) *Recommended Seismic Provisions for New Building and Others Structure*

<sup>3</sup> *Federal Emergency Management Agency*

movimiento con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (aproximadamente un periodo de retorno de 2475 años).

➤ **Clase de suelos y coeficientes de suelos**

Basándose en su comportamiento ante el movimiento sísmico, los suelos se clasifican en clase A, B, C, D o F (tabla 3.2-1).

*Tabla 3.2-1.-clasificación del suelo*

<b>Class A</b>	Hard rock with measured shear wave velocity, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/sec (1500 m/s)
<b>Class B</b>	Rock with $2,500$ ft/sec $< \bar{v}_s \leq 5,000$ ft/sec (760 m/s $< \bar{v}_s \leq 1500$ m/s)
<b>Class C</b>	Very dense soil and soft rock with $1,200$ ft/sec $< \bar{v}_s \leq 2,500$ ft/sec (360 m/s $< \bar{v}_s \leq 760$ m/s) or with either $\bar{N} > 50$ or $\bar{s}_u > 2,000$ psf (100 kPa)
<b>Class D</b>	Stiff soil with $600$ ft/sec $\leq \bar{v}_s \leq 1,200$ ft/sec (180 m/s $\leq \bar{v}_s \leq 360$ m/s) or with either $15 \leq \bar{N} \leq 50$ or $1,000$ psf $\leq \bar{s}_u \leq 2,000$ psf (50 kPa $\leq \bar{s}_u \leq 100$ kPa)
<b>Class E</b>	A soil profile with $\bar{v}_s < 600$ ft/sec (180 m/s) or with either $\bar{N} < 15$ , $\bar{s}_u < 1,000$ psf, or any profile with more than 10 ft (3 m) of soft clay defined as soil with $PI > 20$ , $w \geq 40$ percent, and $s_u < 500$ psf (25 kPa).
<b>Class F</b>	Soils requiring site-specific evaluations: 1. Soil vulnerable to potential failure or collapse under seismic loading such as liquefiable soils; quick and highly sensitive clays; and collapsible, weakly cemented soils. 2. Peats and/or highly organic clays ( $H > 10$ ft [3 m] of peat and/or highly organic clay where $H$ = thickness of soil). 3. Very high plasticity clays ( $H > 25$ ft [8 m] with $PI > 75$ ). 4. Very thick soft/medium stiff clays ( $H > 120$ ft [36 m]).

Donde:

$v_s$ : velocidad de propagación de la onda de cizalla

$N$ : resistencia a la penetración estándar

$s_u$ : resistencia al corte sin drenaje

$\bar{v}_s$ ,  $\bar{N}$  y  $\bar{s}_u$  : valores medios para los parámetros respectivos en los 30 primeros metros.

➤ **Parámetros de respuesta de la aceleración espectral ( $MCE_R$ )**

Como parámetros para escalar los espectros se definen:

Aceleración espectral para período corto (0.2s)

$$S_s = \min(S_{SD}, C_{RS}S_{SUH})$$

Aceleración espectral para período corto (1s)

$$S_1 = \min(S_{1D}, C_{R1}S_{1UH})$$

Las razones para usar el mínimo de las aceleraciones espectrales de respuesta probabilistas y deterministas son las siguientes: los movimientos del suelo deterministas proporcionan un límite superior razonable y práctico para diseño antisísmico, pero su uso implica considerar un nivel algo más alto de riesgo de colapso que el que supone la probabilidad de 1 % en 50 años, asociado con los movimientos probabilistas (riesgo específico). En general, los movimientos deterministas gobiernan el diseño sólo en los sitios cercanos a fuentes activas, localizadas en las regiones de alta sismicidad.

➤ **Parámetros de diseño de la aceleración espectral**

Aceleración espectral para período corto ( $S_s$ ) y periodo de 1 segundo ( $S_1$ ) ajustado con el riesgo de colapso y el efecto del sitio.

$$S_{Ds} = 2/3(F_a S_s)$$

$$S_{D1} = 2/3(F_v S_1)$$

Donde  $F_v$  y  $F_a$  son coeficientes de sitios y se definen en tablas 3.2-2 y 3.2-3.

N.B. el factor 2/3 es un factor de reducción, dado que el valor de referencia se toma a partir del mapa de periodo de retorno de 2475 años. La normativa considera que con este factor, la aceleración resultante es comparable a la que se obtendría para periodo de retorno de 475 años.

*Tabla 3.2-2.-coeficiente del sitio para corto periodo,  $F_a$*

Tipo de suelo	Aceleración espectral de referencia para corto periodo				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

Tipo de suelo	Aceleración espectral de referencia para corto periodo				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

Tabla 3.2-3.-coeficiente del sitio para largo periodo,  $F_v$

Tipo de suelo	Aceleración de diseño para periodo de 1s				
	$S1 \leq 0.1$	$S1 = 0.2$	$S1 = 0.3$	$S1 = 0.4$	$S1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

NB: Usa interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$

Para el sitio F, debe hacerse un análisis de la respuesta del suelo.

### ➤ Espectro de respuesta de diseño

$$S_a = S_{DS}(0.4 + 0.6 T/T_0) \text{ para } T < T_0$$

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para } T_0 \leq T \leq T_S$$

$$S_a = S_{D1}/T \quad \text{para } T_S < T \leq T_L$$

$$S_a = S_{D1}T_L/T^2 \quad \text{para } T_L < T$$

Donde

$S_{DS}$ : aceleración espectral de periodo corto, SA (0.2 s)

$S_{D1}$ : aceleración espectral de periodo largo, SA (1 s)

$T$ : periodo fundamental de la estructura, en segundos;

$$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS};$$

$$T_S = S_{D1}/S_{DS};$$

$T_L$ : periodo largo de transición (fin del tramo de pseudo-velocidad constante, en segundos) dado en el mapa para cada zona geográfica.

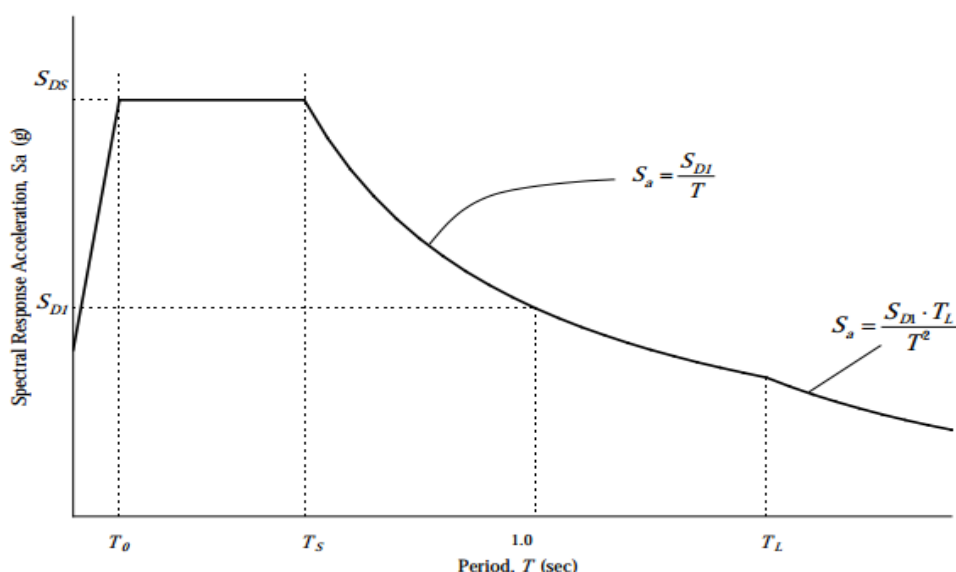


Fig.3.2-1.- Espectro de respuesta de diseño, según NEHRP

### 3.2.2. Normativa de la Republica Dominicana

La normativa de la Republica Dominicana emplea las aceleraciones espectrales en periodo corto  $S_s$  (0.2s) y en periodo largo  $S_1$  (1 s) como parámetros para construir el espectro de respuesta, siguiendo la filosofía de la normativa americana expuesta anteriormente. Los valores de esas aceleraciones son definidos en mapas de peligrosidad para periodo de retorno de 50, 475 y 2475 años. Al igual que el NEHRP, propone una clasificación de suelos con los correspondientes factores de amplificación sobre periodos cortos de 0.2 s ( $F_a$ ) y sobre periodos largos de 1s ( $F_v$ ).

Además, la clasificación de suelos es la misma que la de los Estados Unidos y los factores de amplificación del sitio son definidos de la misma manera con valores para República Dominicana (tabla 3.2-4 y tabla 3.2-5).

Tabla 3.2-4.- Valores del factor del sitio para corto periodo,  $F_a$

Tipo de suelo	Aceleración Espectral de referencia para períodos cortos ( $S_s$ )						
	$S_s = 0.30$	$S_s = 0.40$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.60$	$S_s = 0.70$	$S_s = 0.80$	$S_s \geq 0.90$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2
E	2.3	2.0	1.7	1.5	1.3	1.1	1.0
F	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b	nota b



Tabla 3.2-5.- Valores del factor del sitio para largo periodo,  $F_v$

Tipo de suelo	Aceleración espectral de referencia para períodos largos ( $S_1$ )			
	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.4	2.4
F	nota b	nota b	nota b	nota b

Nota b. Para el suelo F se debe hacer un análisis dinámico del suelo para determinar los factores  $F_a$  y  $F_v$  adecuados

### 3.2.2.1. Espectro de respuesta

En la norma de la República Dominicana, el espectro sísmico corresponde a un oscilador de un grado de libertad, con un factor de amortiguamiento crítico del cinco por ciento (5%) con tres regiones definidas de la manera siguiente:

$$S_a = S_{Ds}(0.4 + 0.6 T/T_0) \text{ para } T \leq T_0$$

$$S_a = S_{Ds} \quad \text{para } T_0 < T \leq T_s$$

$$S_a = S_{D1}/T \quad \text{para } T_s < T$$

Donde

$$S_{Ds} = 2/3(F_a S_s)$$

$$S_{D1} = 2/3(F_v S_1)$$

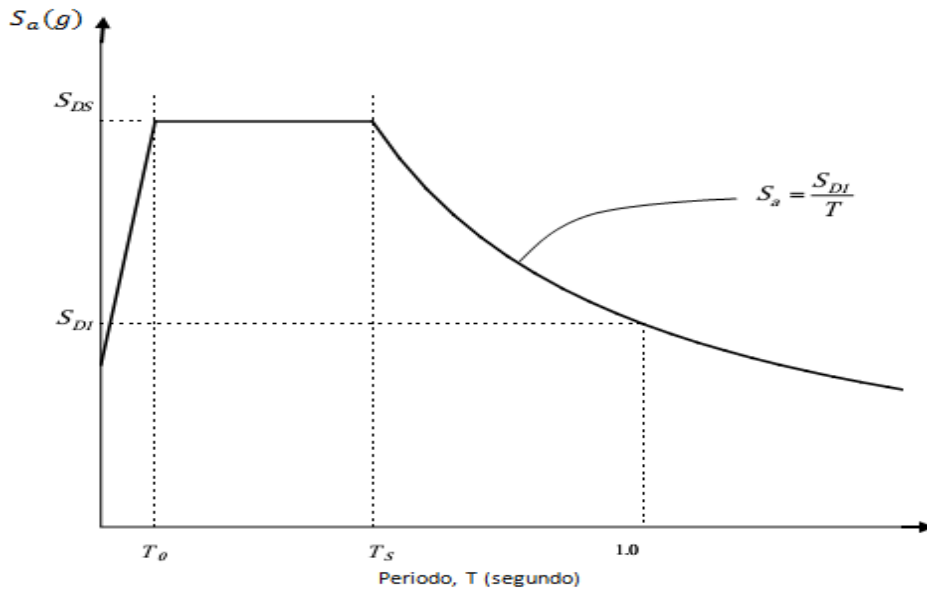


Fig.3.2-2.-Espectro de respuesta de diseño

Para estructuras localizadas en el campo cercano, el espectro se define como sigue:

$$S_a = F_a S_S \quad \text{para } T \leq T_S$$

$$S_a = F_v S_1 / T \quad \text{para } T_S < T$$

Los parámetros se definen de la misma manera que la norma de los Estados Unidos y sus valores son incluidos en mapas o tablas.

### 3.2.3. Normativa de España, NCSE-02

#### ➤ Aceleración básica, $a_b$

La normativa español usa la aceleración sísmica (expresada en unidades de g) como parámetro para calcular el espectro, que es un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno definido en el mapa de peligrosidad sísmica para suelos duros.

#### ➤ Tipo de suelos y coeficiente de amplificación

La norma NCSE-02 considera una clasificación de suelos en 4 tipos, en función de la  $V_s$  en los 30 primeros metros, y asigna un coeficiente  $C$  a cada tipo.

Tabla 3.2-6. -tipo de suelos y coeficiente de amplificación

Tipo de terreno	Designación	Velocidad de las ondas de cizalla $V_s$	Coeficiente C
I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso	$V_s > 750 \text{ m/s}$	1.0
II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duro	$750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$	1.3
III	Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme	$400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$	1.6
IV	Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando	$V_s < 200 \text{ m/s}$	2.0

Se calcula el valor de C como el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes de cada estrato con su espesor  $e_i$ , en los 30 primeros metros, mediante la expresión:

$$C = \sum C_i \cdot e_i / 30$$

Los coeficientes de amplificación del terreno se definen a partir del coeficiente C asignado a cada tipo de suelo y en función de la aceleración de entrada, que es el producto del coeficiente de importancia de la estructura,  $\rho$ , por la  $a_b$ . Este producto ( $\rho \cdot a_b$ ) viene a representar la aceleración en suelo duro a considerar para cada tipología, y el hecho de que se consideren distintos rangos de valores para calcular el factor de amplificación es debido a que la norma Española considera el efecto no lineal en la amplificación del suelo. De hecho, se proponen mayores amplificaciones para aceleraciones de entrada menores, y no se considera efecto alguno de amplificación cuando éstas superan el valor de 0.4g.

$$\rho \cdot a_b < 0.1g \quad S = C/1.25$$

$$0.1g \leq \rho \cdot a_b < 0.4g \quad S = C/1.25 + 3.33(\rho \cdot a_b/g - 0.1)(1 - C/1.25)$$

$$0.4g \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1.0$$

➤ **Aceleración de cálculo de suelos,  $a_c$**

Esta aceleración se calcula introduciendo el factor de amplificación sobre la aceleración de entrada en suelo duro ( $\rho \cdot a_b$ ) y viene a representar la aceleración con efecto local, que se usa después para escalar la forma espectral.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

$\rho$ : coeficiente de riesgo y

$$\rho = \begin{cases} 1 & \text{para construcciones de importancia normal} \\ 1.3 & \text{para construcciones de importancia especial} \end{cases}$$

**3.2.3.1. Espectro de respuesta**

La norma establece el espectro normalizado de respuesta para aceleraciones horizontales correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de crítico del 5%, definido por los siguientes parámetros:

$$\alpha(T) = 1 + 1.5 T/T_A \quad \text{para } T < T_A$$

$$\alpha(T) = 2.5 \quad \text{para } T_A \leq T < T_B$$

$$\alpha(T) = 2.5 T_B/T \quad \text{para } T_B < T$$

El espectro de respuesta se obtiene por:  $S_a = \alpha(T) \cdot a_c$

Siendo:

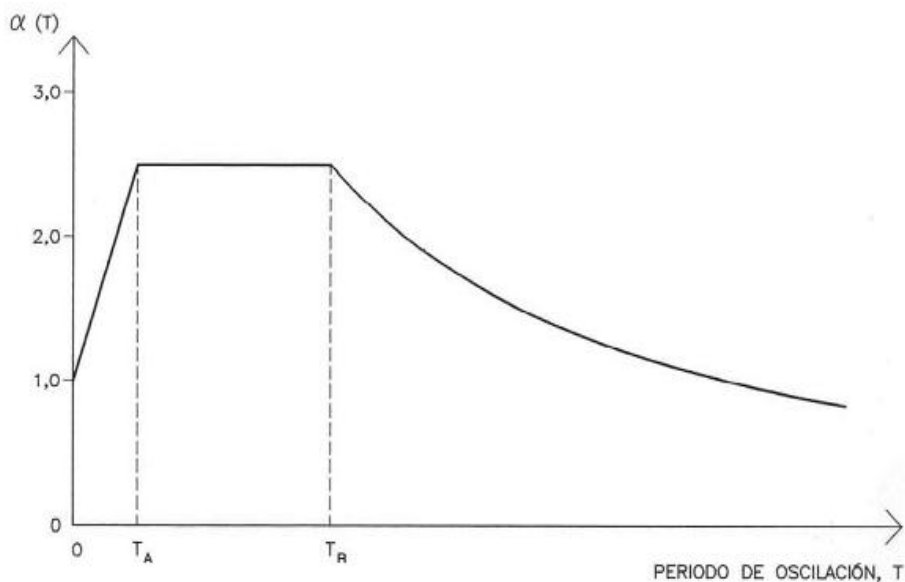
T: Periodo propio del oscilador en segundos

K: coeficiente de contribución de sismos lejanos (1 ó 1.5)

C: coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación

$T_A, T_B$ : periodos de corte del espectro de respuesta, que delimitan los tres tramos, de valores:

$$T_A = K \cdot C / 10, \quad T_B = K \cdot C / 2.5$$



*Fig.3.2-3.-Espectro de respuesta normalizada*

#### 3.2.4. Normativa Europea, Eurocódigo 8

El Eurocódigo tiene como finalidad asegurar que en el caso de ocurrencia de un terremoto:

- Las vidas humanas estén protegidas
- El daño material quede limitado
- Las estructuras importantes de Protección Civil continúen operativas

Este Eurocódigo, se aplica al proyecto y a la construcción de edificios y obras civiles en regiones sísmicas de Europa.

##### ➤ Clasificación de suelos

El Eurocódigo 8 define cinco tipos de terrenos. La clasificación que adopta se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3.2-7.- Clasificación del terreno en EC-8

Tipo de terreno	Descripción del perfil estratigráfico	Parámetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{sPT}$ (Golpes/30cm)	$C_u$ (kPa)
<b>A</b>	Roca u otra formación geológica similar a roca, incluyendo como máximo 5 m de material más débil en superficie.	>800	-	-
<b>B</b>	Depósitos de arena muy densa, gravas, o arcilla muy dura, de al menos, varias decenas de metros de espesor caracterizado por un incremento de las propiedades mecánicas en profundidad.	360-800	>50	>250
<b>C</b>	Depósitos profundos arena densa o de densidad media, grava o arcilla dura con un espesor de unas decenas de metros hasta muchos centenares de metros.	180-360	15-50	70-250
<b>D</b>	Depósitos de suelo suelto de cohesión media a no cohesivo, con o sin algunas capas de débil cohesión, o de suelo de ligera a gran cohesión predominantemente	<180	<15	<70
<b>E</b>	Un perfil de suelo formado por una capa aluvial superficial con valores de $V_s$ de tipo C o D, y con un espesor entre 5 y 20 m, encima de un material duro de $V_s > 800$ m/s.			
<b>S<sub>1</sub></b>	Depósitos consistiendo o conteniendo una capa de 10 m de espesor como mínimo, con arcillas/limos blandos con un índice de plasticidad alto ( $IP > 40$ ) y un alto contenido de agua.	<100 (indicativo)	-	10-20
<b>S<sub>2</sub></b>	Depósitos de suelos licuefactables, arcillas sensibles, o cualquier otro perfil no incluido entre los tipos A a E o S <sub>1</sub>			

Para terrenos de tipos  $S_1$  y  $S_2$  es necesario hacer un estudio especial para definir la acción sísmica requerida.

#### ➤ Acción sísmica

El Eurocódigo 8 describe la peligrosidad mediante un único parámetro, que es la aceleración máxima de referencia  $a_{gR}$ , para terreno de tipo A. Con esto se define la aceleración de proyecto de la siguiente forma:  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$

Donde:

$\gamma_I$ : Factor de importancia igual a 1 para periodo de retorno de referencia de la acción sísmica para el requisito “no colapso”, y diferente a 1 para otros.

### 3.2.4.1. Espectro de respuesta horizontal

El espectro de repuesta de la acción sísmica se define de la siguiente manera:

$$Sa(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + T/T_B (2.5\eta - 1)] \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_B$$

$$Sa(T) = 2.5a_g \cdot S\eta \quad \text{para } T_B \leq T \leq T_C$$

$$Sa(T) = 2.5a_g \cdot S\eta T_C/T \quad \text{para } T_C \leq T \leq T_D$$

$$a(T) = 2.5a_g \cdot S\eta T_C T_D / T^2 \quad \text{para } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

Donde:

$Sa(T)$ : espectro de respuesta elástica

$T$ : periodo de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad

$a_g$ : aceleración del suelo en un terreno de tipo A (roca)

$T_B$ : límite inferior del periodo del tramo constante de la aceleración espectral

$T_C$ : límite superior del periodo del tramo constante de la aceleración espectral

$T_D$ : valor que define el comienzo del intervalo de desplazamiento constante del espectro de respuesta

$S$ : factor del suelo

$\eta$ : factor de corrección del amortiguamiento, con un valor de referencia  $\eta = 1$ , para un amortiguamiento viscoso 5%. Se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$\sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

donde  $\xi$  es el valor de la razón del amortiguamiento viscoso de la estructura expresada como un porcentaje.

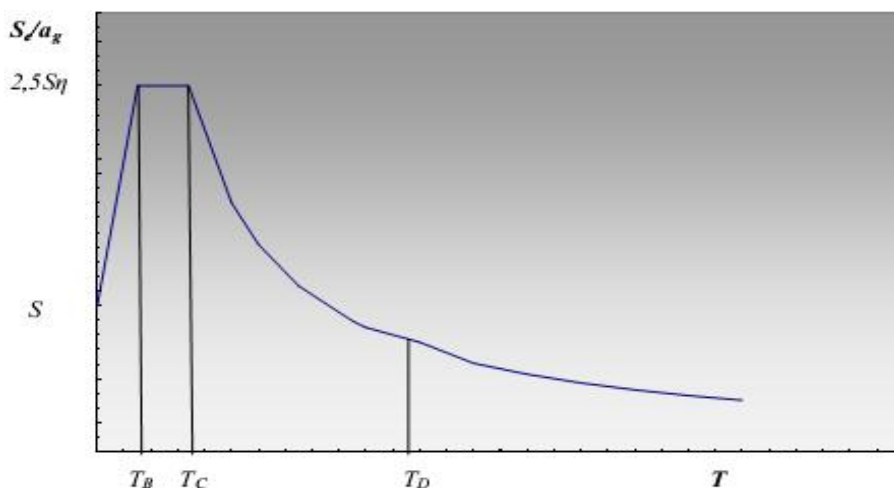


Fig.3.2-3.-Espectro de repuesta normalizada

Los periodos  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ , y el factor  $S$  de suelo dependen del tipo de terreno. Si no se tiene en cuenta la geología profunda, se recomienda escoger uno de los dos tipos de espectros: Tipo 1 o Tipo 2. Si los terremotos que más contribuyen al riesgo sísmico definido para el lugar, tienen una magnitud superficial,  $M_s$ , inferior a 5.5, se recomienda adoptar un espectro del Tipo 2 (tabla 3.2-5 y tabla 3.2-6). Si  $M_s$  es mayor que 5.5, la recomendación es usar el espectro Tipo 1.

Tabla 3.2-8.-valores recomendados para espectro de repuesta Tipo 1 ( $M > 5.5$ )

Tipo de Suelo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
<b>A</b>	1.0	0.15	0.4	2.0
<b>B</b>	1.2	0.15	0.5	2.0
<b>C</b>	1.15	0.20	0.6	2.0
<b>D</b>	1.35	0.20	0.8	2.0
<b>E</b>	1.4	0.15	0.5	2.0

Tabla 3.2-9.-valores recomendados para espectro de repuesta Tipo 2 ( $M < 5.5$ )

Tipo de Suelo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
<b>A</b>	1.0	0.05	0.25	1.2
<b>B</b>	1.35	0.05	0.25	1.2
<b>C</b>	1.5	0.10	0.25	1.2
<b>D</b>	1.8	0.10	0.30	1.2
<b>E</b>	1.6	0.05	0.25	1.2



### 3.2.5. Comparación de los espectros

En este apartado, se comparan los espectros UHS obtenidos en las capitales departamentales de Haití en este TFM, representados en el apartado 3.1.7.2, con los espectros propuestos por las diferentes normativas analizadas. Se trata de determinar así qué normativa propone formas espectrales o ajustes que reproduzcan mejor los UHS deducidos en nuestro estudio de peligrosidad, a fin de tener criterios cuantitativos para una propuesta de normativa en Haití.

En las normativas que utilizan la PGA como parámetro para escalar una forma espectral, como la norma Española NCSE-02 y el Eurocode 8, se utilizará el valor de este parámetro deducido en la ciudad de Haití donde vaya a realizarse la calibración. En las normas que ajustan los espectros con las ordenadas de corto y largo periodo (Estados Unidos y República Dominicana), se emplearán los valores estimados para SA (0.2 s) y SA (1 s), respectivamente.

Hay que mencionar que las normativas de los Estados Unidos (EEUU) y de la República Dominicana (RD) usan las aceleraciones espectrales SA (0.2) y SA (1.0) para periodos de retorno de 2475 años, y reducen después los valores de SA multiplicando por un factor de 2/3. Estas normas suponen que los valores reducidos son comparables a los resultantes para TR de 475 años.

En nuestro estudio comparativo vamos a considerar dos casos:

1. Comparación de los UHS para TR 475 años con los espectros de las normativas de EEUU y RD ajustados con los valores de SA (0.2 s) y SA (1 s) deducidos directamente para TR de 475 años.
2. Comparación de los UHS para TR 475 años con los espectros de las normativas de EEUU y RD ajustados con los valores de SA (0.2 s) y SA (1 s) deducidos para TR de 2475 años y reducidos por el factor 2/3.

Como veremos en los resultados, estos últimos son considerablemente más altos que los UHS para TR de 475 años. Por ello hemos decidido representar también los UHS para TR de 975 años, comprobando que ajustan bastante bien a los deducidos según las normas con la opción 2, es decir asumiendo aceleraciones equivalentes a  $\frac{2}{3} * SA_{2475 \text{ años}}$ .

Se presentan los resultados en las siguientes figuras (Fig.3.2-4 hasta Fig.3.2-14)

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

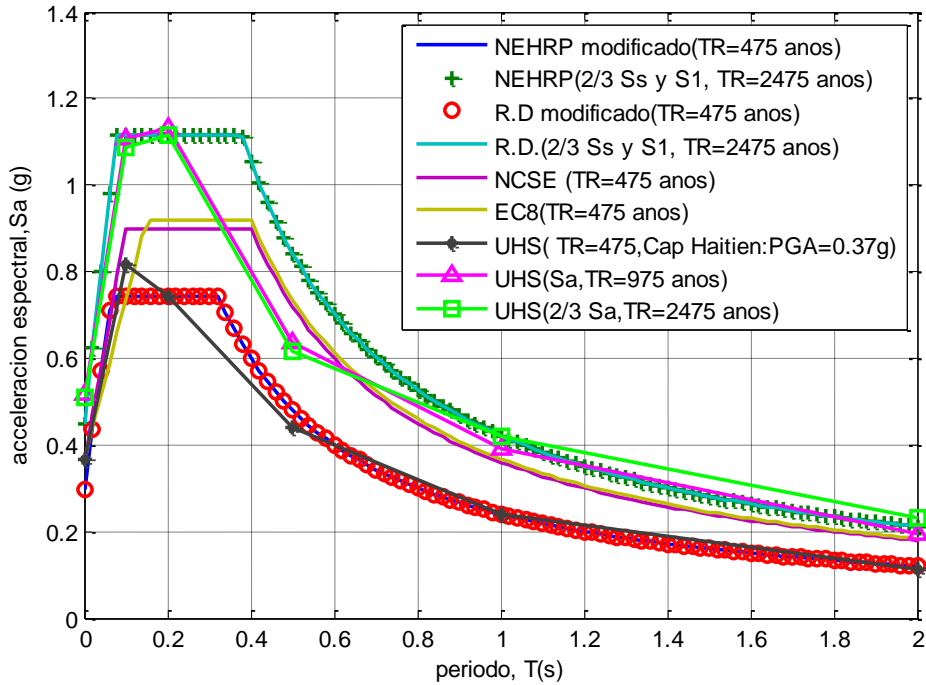


Fig.3.2-4.-comparación de los espectros en Port-au-Prince

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

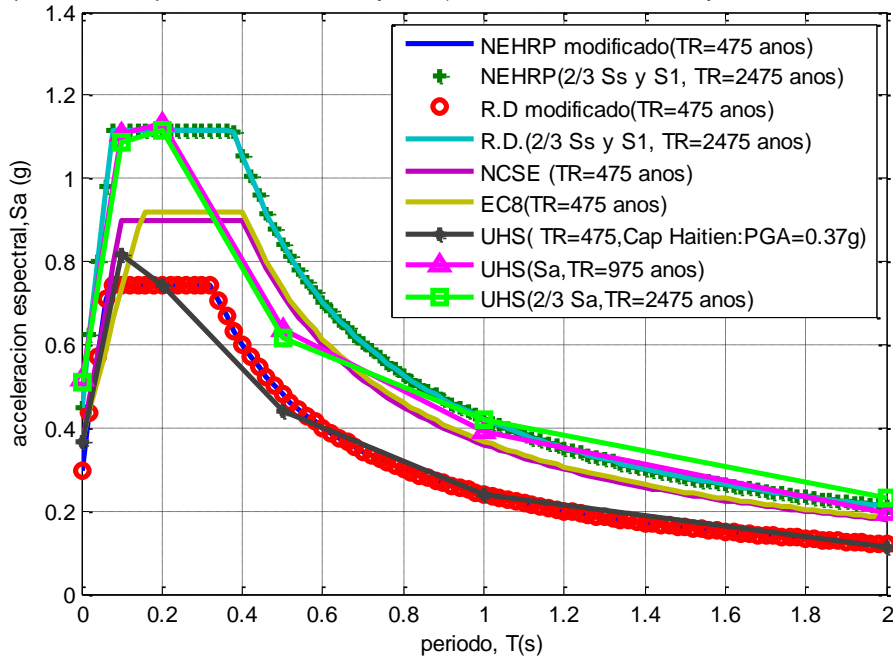


Fig.3.2-5.-comparación de los espectros en Cap Haitien

Espectros de respuesta en aceleración y UHS(T=475 años , T=975 años y 2/3 Sa de TR=2475 años)

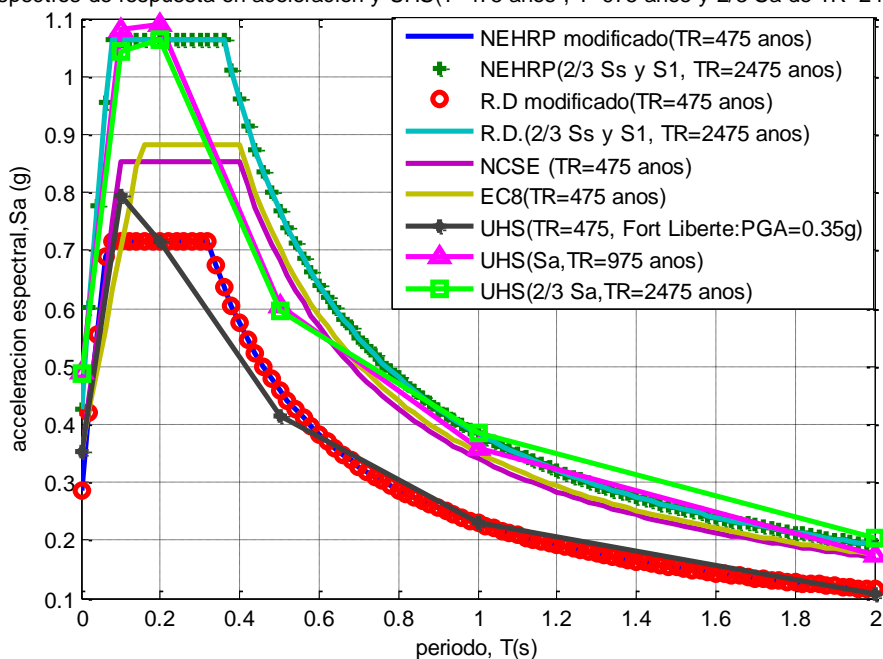


Fig.3.2-6.-comparación de los espectros en Fort Liberté

Espectros de respuesta en aceleración y UHS(T=475 años , T=975 años y 2/3 Sa de TR=2475 años)

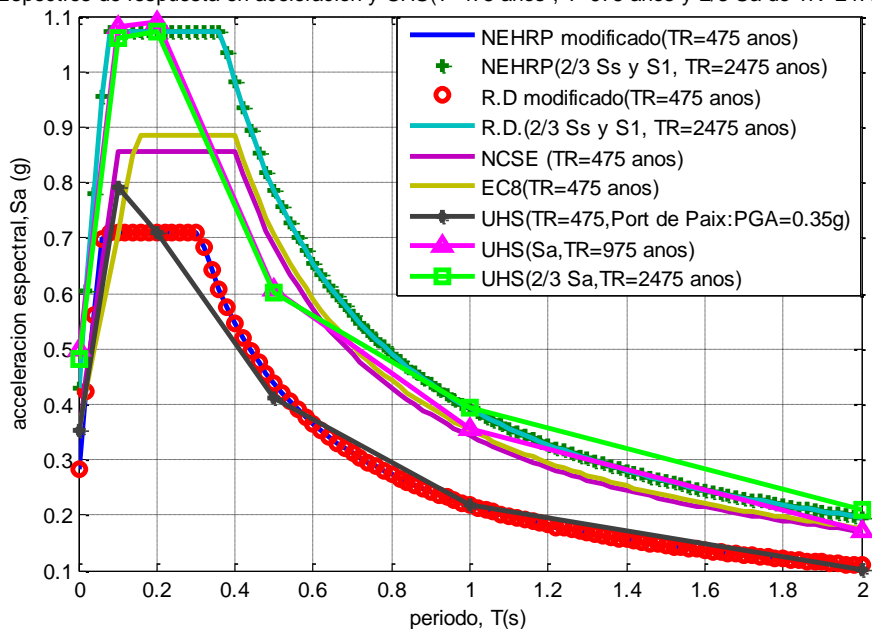


Fig.3.2-7.-comparación de los espectros en Port de Paix

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

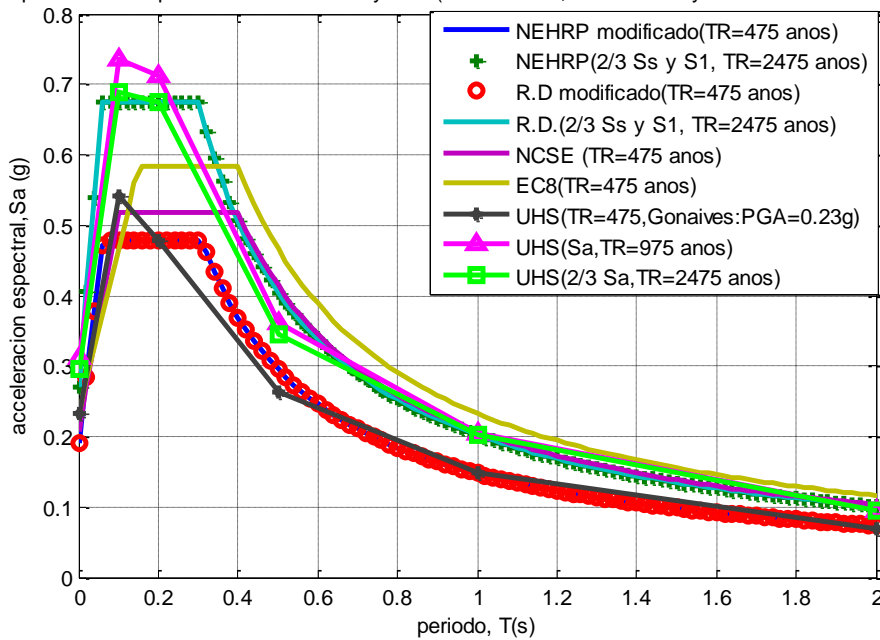


Fig.3.2-8.-comparación de los espectros en Gonaïves

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

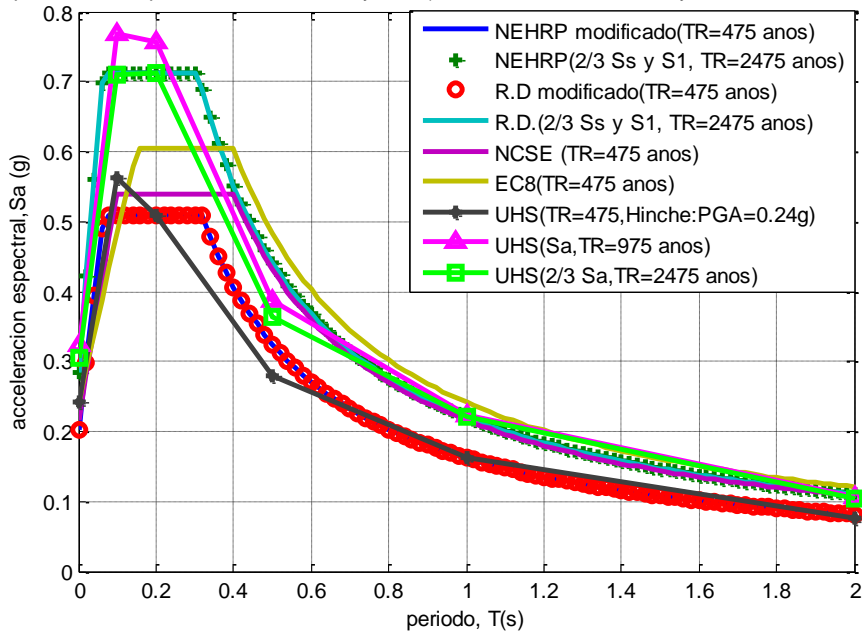


Fig.3.2-9.-comparación de los espectros en Hinche

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

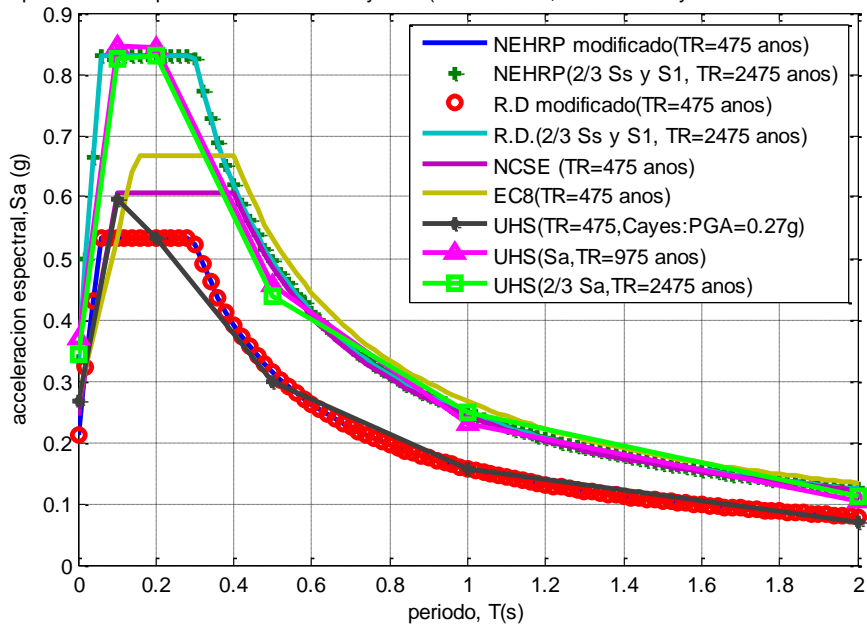


Fig.3.2-10.-comparación de los espectros en Cayes

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

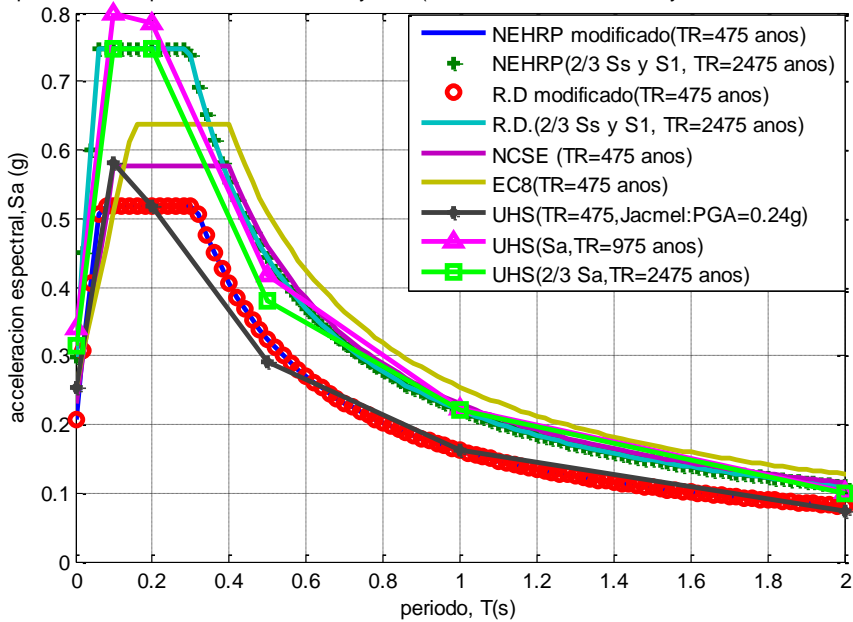


Fig.3.2-11.-comparación de los espectros en Jacmel

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años):

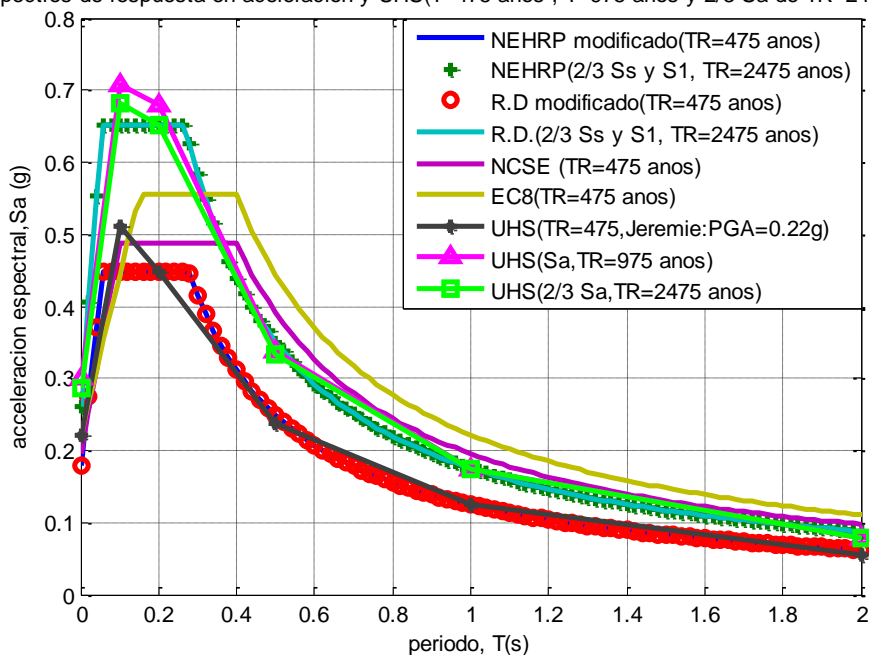


Fig.3.2-12.-comparación de los espectros en Jeremie

Espectros de respuesta en aceleración y UHS( $T=475$  años ,  $T=975$  años y  $2/3$  Sa de  $TR=2475$  años)

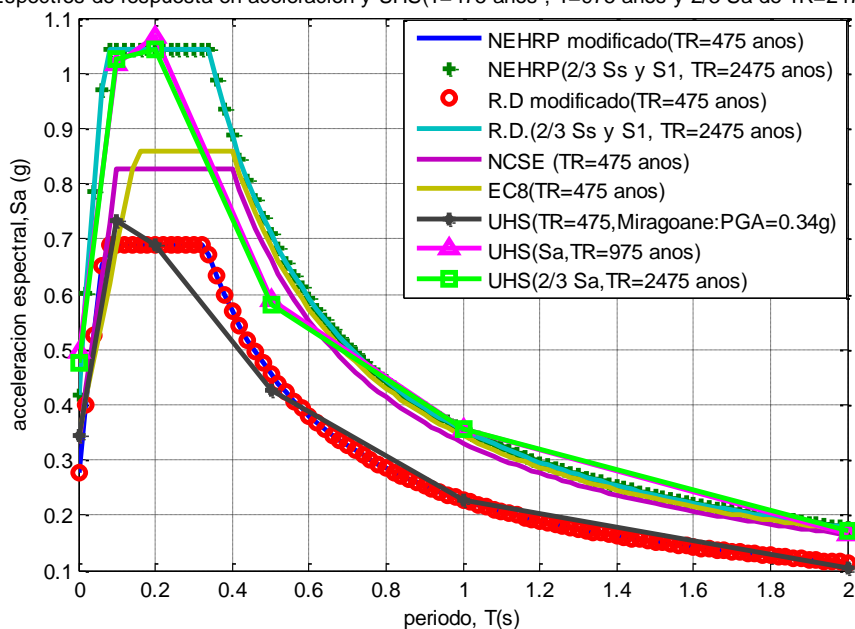


Fig.3.2-13.-comparación de los espectros en Miragane

Analizando las figuras previas se deduce lo siguiente:

Los UHS obtenidos en este TFM para TR de 475 años, quedan generalmente bien fijados por los espectros del NEHRP y la normativa de RD, pero tomando como aceleraciones de referencia para corto y largo periodo las ordenadas espectrales SA (0.2 s) y SA (1s) estimadas para TR de 475 años, en lugar de las obtenidas para TR de 2475 años y reducidas por un factor de 2/3, como proponen esos códigos.

De hecho, los espectros propuestos por los códigos NEHRP y RD, escalando a 2/3 la Sa correspondiente a TR de 2475 años, se aproximan mejor a los UHS de nuestro estudio para TR de 975 años, en lugar de a los espectros para TR de 475 años, como suponen esos códigos.

Los espectros de la Norma Española (NCSE-02) y el Eurocode 8, que escalan formas espectrales con el valor de PGA, resultan más altos para casi todos los periodos estructurales ( $T > 0.1$  s) que los UHS de este estudio para TR 475 años.

Además de estas observaciones, hemos tratado de cuantificar las diferencias entre los espectros de las normativas analizadas y nuestros UHS. Para ello, estimamos las diferencias (o errores) sobre la PGA en aquellos casos en que la normativa escala con SA (0.2s) y SA (1 s), y por tanto fija estos valores (NEHRP y RD). Por el contrario, estimamos diferencias en SA (0.2 s) y SA (1s) cuando la norma escala con PGA (NCSE-02 y Eurocode-8).

Los resultados se incluyen en la Tabla 3.2-10 y se muestran gráficamente en la figura 3.2-14.

Se comprueba que se comete menor error sobre la PGA del UHS<sub>475</sub> al usar el NEHRP y RD modificados, es decir escalando con valores de SA de corto y largo periodo para 475 años en lugar de 2/3 SA<sub>2475</sub>. Obviamente este error es mayor cuando se toman literalmente estas normas y se escala con 2/3 SA<sub>2475</sub>.

Al emplear NCSE-02 y EC-8, escalados con PGA de TR 475 años, los errores que se cometen en SA (0.2s) y SA (1s), respecto a las correspondientes ordenadas del UHS para TR de 475 años, son mayores que las encontradas para PGA con NEHRP y RD.

Cabe resaltar que, según nuestros resultados, la normativa americana, y por tanto la dominicana, no estaría diseñando para una acción sísmica con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, como corresponde a TR de 475 años, sino más bien para probabilidad de excedencia de 5 % en 50 años, que equivalente a TR de 975 años.

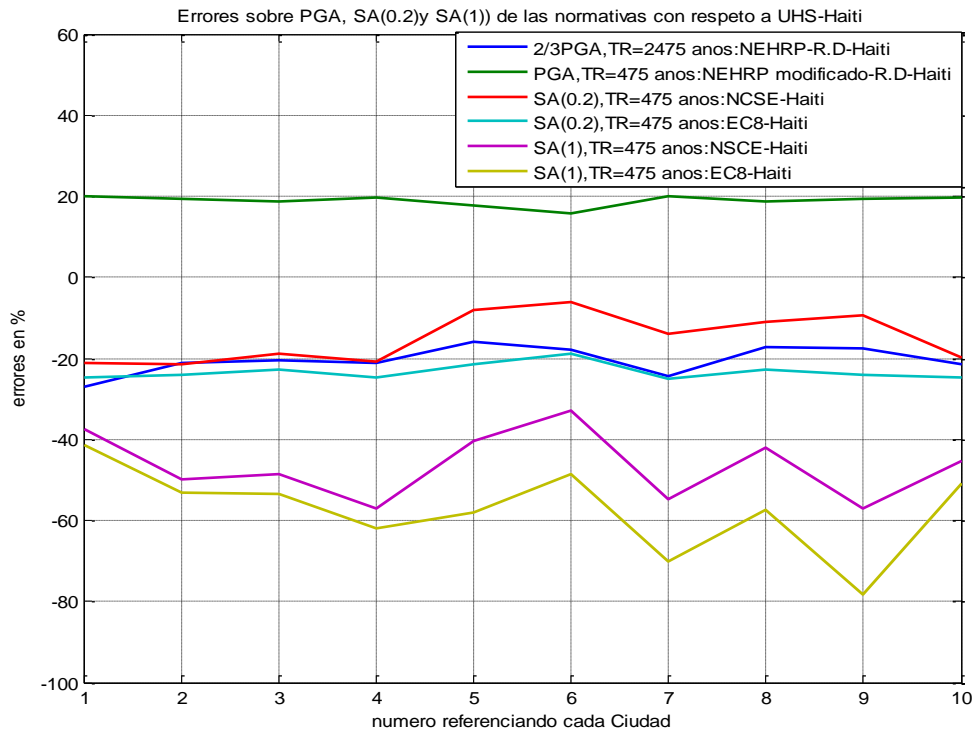


Fig.3.2-14.-comparacion de los espectros en Port de Paix. (Las ciudades que referencian los números están en la tabla3.2-10)

Tabla 3.2-10.- valores de los errores en % entre los parámetros de las normativas y el UHS para TR=475 años en cada ciudad

	2/3 PGA (2475)	PGA (475)	SA(0.2 s)		SA(1.0 s)	
	USA / R.Dominicana	USA / R.Dominicana	España (NSCE)	Eurocódigo (EC8)	España (NSCE)	Eurocódigo (EC8)
1=Port-au-Prince	-26.88	19.9	21.2	24.85	37.34	41.47
2=Cap Haitien	-21.30	19.37	21.36	24.03	49.78	53.06
3=Fort liberte	-20.65	18.65	20	22.93	48.5	53.4
4=Port de Paix	-21.22	19.74	20.72	24.59	57.01	62.04
5=Gonaives	-15.84	17.75	8.04	21.58	40.32	57.91
6=Hinche	-17.91	15.77	6.16	18.73	32.83	48.55
7=Cayes	-24.56	20.01	13.87	25.02	54.9	70.06
8=Jacmel	-17.15	18.57	10.91	22.81	42.05	57.28
9=Jeremie	-17.63	19.37	9.28	24.02	57	78.18
10=Miragoane	-21.33	19.8	19.99	24.68	45.21	50.89



### 3.2.6. Propuesta de espectro de respuesta para Haití

Tras el análisis comparativo descrito en el apartado anterior, puede concluirse que la filosofía propuesta en la norma americana de construir los espectros de respuesta escalando formas espectrales con dos puntos, para corto y largo periodo, reproduce mejor la forma de los UHS deducidos “punto a punto” en el cálculo de la peligrosidad, que las propuestas basadas en escalar solo con el valor de PGA. En caso de que se adopte la normativa americana (decisión del gobierno), se presenta la expresión del espectro de respuesta incluido en ésta normativa, que es el mismo que el adoptado en la norma de la República Dominicana.

El espectro horizontal tiene la siguiente forma:

$$S_a = S_{Ds}(0.4 + 0.6 T/T_0) \text{ para } T < T_0$$

$$S_a = S_{Ds} \quad \text{para } T_0 \leq T \leq T_S$$

$$S_a = S_{D1}/T \quad \text{para } T_S < T$$

Donde

$$S_{Ds} = 2/3(F_a S_s)$$

$$S_{D1} = 2/3(F_v S_1)$$

$S_{Ds}$ : Aceleración espectral de corto periodo,  $S_a$  (0.2 s)

$S_{D1}$ : Aceleración espectral de largo periodo,  $S_a$  (1 s)

$T$ : periodo fundamental de la estructura, en segundos

$$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{Ds}$$

$$T_S = S_{D1}/S_{Ds}$$

$S_s$  y  $S_1$ : aceleraciones espectrales para 0.2 s y 1 s, respectivamente, dados en los mapas de las figuras 3.1-28 y 3.1-29 y en la tabla 3.1-9.

$F_a$  y  $F_v$ : coeficientes de amplificación de suelos definidos en la clasificación de los mismos.

Nota: Se ha prescindido de la cuarta rama del espectro, propuesta para largos periodos  $T > 2s$ , considerando que en Haití no tendría aplicación.

### 3.3. Clasificación de edificios y factores de importancia

La normativa clasifica los edificios dependiendo de las consecuencias que supondría el colapso para la vida humana; de su importancia para la seguridad pública y de las necesidades de protección civil, en el periodo justo después del terremoto; así como de las consecuencias económicas del colapso.

#### 3.3.1. Clasificación de edificio para distintas normativas

En la tabla 3.3-1 se presentan las clasificaciones de las diferentes normativas: Estados Unidos, Republica Dominicana, Eurocódigo, Canadá y España.

#### 3.3.2. Fundamento de la clasificación de edificios y factor de importancia

##### ➤ Clasificación de edificios

Las normativas usualmente consideraran varios niveles de protección de los edificios en su diseño sismorresistente. Tales niveles se dominan *estados límite de diseño*.

Paulay y Priestley (1992) definen los siguientes estados límite de diseño:

- ✓ Estado límite de servicio: supone el funcionamiento normal del edificio y de todas sus instalaciones durante los terremotos más frecuentes, es decir, de menor intensidad. Requiere que la estructura, sus componentes no estructurales y su contenido, no sufran daño alguno. El criterio aplicado en el diseño es el de limitar el desplazamiento, lo que se consigue asegurando una rigidez y resistencia estructural suficiente para que ésta no tenga un comportamiento no lineal.
- ✓ Estado límite de control de daño: durante los terremotos más severos se admiten ciertos daños estructurales relacionados con la fluencia de la armadura, lo que requerirá reparaciones después del terremoto.
- ✓ Estado límite de supervivencia: debe asegurar el cumplimiento de la condición de que no se produzcan pérdidas de vidas durante el terremoto más fuerte que puede ocurrir en el periodo de exposición del edificio. Por este motivo, el único requisito de diseño que se requiere es la supervivencia de la estructura, es decir, evitar su colapso.

Es importante destacar que las fronteras entre las características de los terremotos correspondientes a estos tres estados límite son difusas, de tal modo que las normativas suelen simplificar el problema considerando sólo dos niveles de protección y, a veces, uno.

El Eurocódigo 8 utiliza el concepto de *estados límite de diseño*, lo cual requiere el cumplimiento, con un grado adecuado de seguridad, de los siguientes requisitos de diseño sismorresistente:

- Requisito de que la estructura no colapse
- Requisito de limitar la susceptibilidad al daño.

El hecho de que los códigos convencionales proporcionasen un grado adecuado de protección de vida – límite de no colapso- pero fuesen menos fiables en la reducción de daños en edificios durante terremotos moderados y aun pequeños, conduce a la aparición, en los Estados Unidos, del “*Performance-based seismic design* (SEAOC (1999) Blue Book)”.

De acuerdo con este concepto, los grados adecuados de frecuencia de ocurrencia de terremotos de diseño deben ser definidos, así como los grados aceptables de daños estructurales correspondientes.

El grado de daño aceptable está definido de acuerdo con las expectativas de los dueños y se puede definir sobre la base de daño estructural y operacional. El daño estructural está ligado a la cantidad de trabajo necesario para restaurar la capacidad total de la estructura y referido a la pérdida directa debida al terremoto. El daño operacional está ligado a la cantidad de trabajo necesario para restaurar la capacidad total o parcial de servicio (funcionamiento total o parcial).

El primer paso del proceso de diseño es la selección de los *objetivos de rendimiento* (*performance objectives*) lo cual es un acoplamiento del grado de rendimiento esperado con los grados de terremotos esperados, tal como se presentan en la Fig.3.3-1

De acuerdo con estos criterios, las normativas clasifican los edificios.

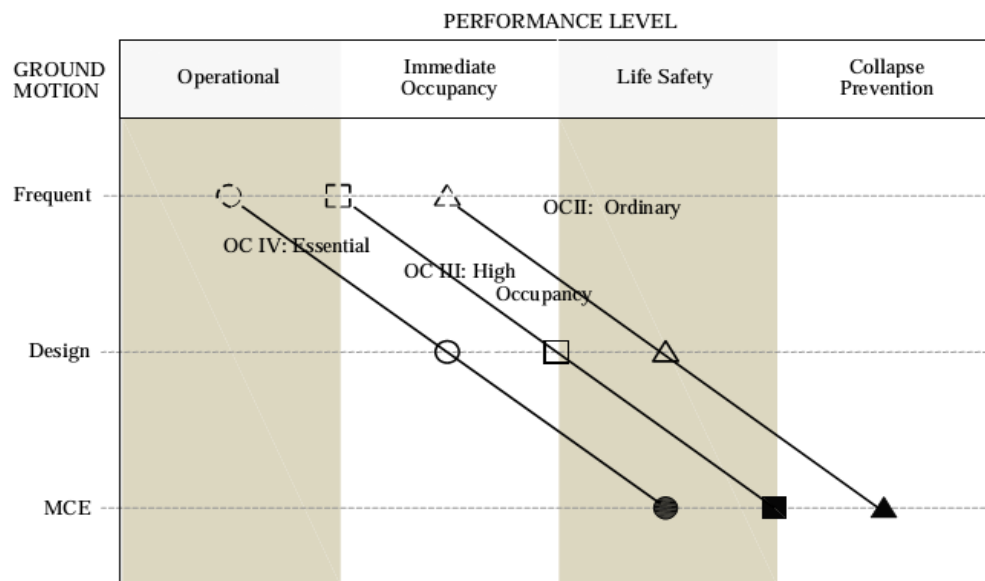


Fig.3.3-1.-comportamiento sísmico para edificios en relación a su categoría de ocupación (OC) y el grado de frecuencia terremoto. NOTA: MCE es máximo terremoto considerado (2%-50 años), frecuente (50%-50 años) y de diseño (2/3MCE)

De este modo quedan definidos los siguientes objetivos de rendimiento:

Operacional:

- Servicio continuo.
- Daños estructurales y no estructurales insignificantes

Ocupación inmediata:

- La mayoría de las operaciones y funciones pueden reanudarse inmediatamente.
- La estructura es segura para su ocupación.
- Las operaciones esenciales están protegidas y continúan, las que no sean esenciales pueden quedar interrumpidas. Reparación necesaria para restaurar algunos servicios no esenciales.
- El daño es ligero.

### Seguridad de Vida:

- El daño es moderado, pero la estructura queda estable.
- Los sistemas de construcción elegidos, las características o contenidos pueden estar protegidos contra daños.
- La seguridad de la vida está protegida en general.
- La construcción puede ser evacuada tras el terremoto.
- Posible reparación, pero puede no ser práctico económicamente.

### Prevención de colapso:

- Daño severo, pero el colapso estructural está impedido
- Pueden caer elementos no estructurales

Los objetivos de rendimiento frente al sismo son, como muestra la figura 3.3-1, diferentes para un mismo terremoto según sea la categoría de ocupación, o la importancia de la edificación. Debe ser operacional para edificios esenciales, mientras que se admiten daños en edificios de menor importancia.

En la gráfica (monótona creciente) de un ensayo estático no lineal (pushover) pueden identificarse puntos ligados a cada uno de los objetivos de rendimiento definidos. Así, el grado 'operacional' corresponderá a la fase en régimen elástico en la que además no se produzcan desplazamientos superiores a los admitidos por las instalaciones o equipamientos, mientras que el objetivo de 'ocupación inmediata' queda definido en los mismos términos para los desplazamientos admisibles para los equipamientos esenciales, pudiendo admitirse una muy leve incursión en el régimen de plastificación. El objetivo de prevención del colapso queda definido por el punto de máxima plastificación del edificio previo a éste, siendo el objetivo de seguridad de vida un punto intermedio a los dos últimos, para una plastificación moderada (Fig.3.1-2). Dichos puntos responden a valores crecientes de la aceleración sísmica equivalente a la carga estática del ensayo.

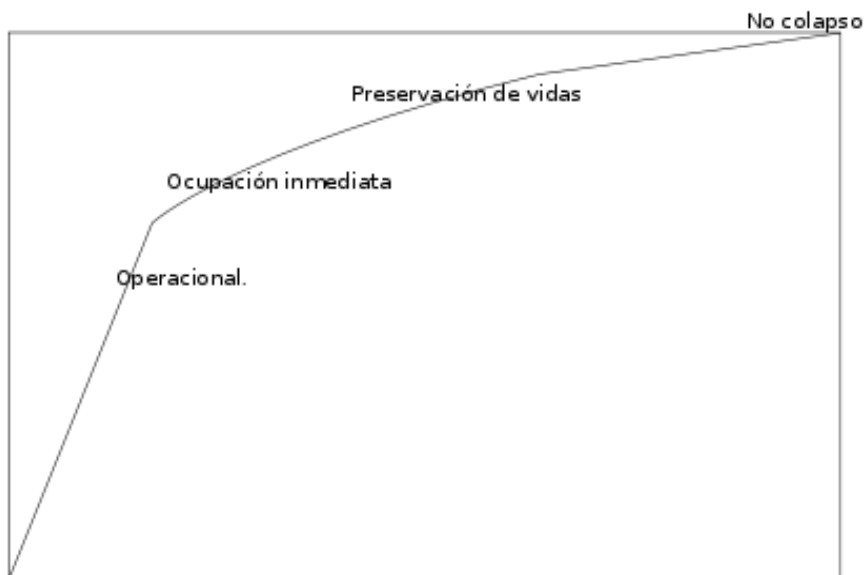


Fig. 3.3-2.-figura Carga-Desplazamiento. Puntos ligados a los objetivos de rendimiento

### ➤ Factor de importancia

El factor de importancia es un factor asignado a cada estructura de acuerdo a su categoría de ocupación y se utiliza en las normativas definiendo criterios cuantitativos relacionados con la resistencia. Su objetivo es el de reducir daños para estructuras de gran importancia (como hospitales o edificios de alto riesgo tóxico), además de prevenir el colapso de las mismas durante un terremoto muy grande. El nivel de riesgo aceptable para una cierta edificación está relacionado con la probabilidad anual de excedencia del terremoto de diseño.

Si la definición de la norma no contempla el establecimiento explícito de niveles de daño (u objetivos de rendimiento) según la categoría de ocupación (o importancia de la edificación) puede hacerlo de forma indirecta (aunque menos riguroso) estableciendo un único objetivo de resistencia para todas las edificaciones.

Otra forma de determinar el factor de importancia es a través de la relación entre el nivel de movimiento asumido en el diseño y la probabilidad de excedencia del mismo. En este sentido, tienden a adoptarse movimientos para un periodo de retorno TR de 975 años para edificios que tienen funciones esenciales, lo que supone asumir una probabilidad del 5 % en 50 años, mientras que para viviendas convencionales se adopta TR de 475 años, o lo que es lo mismo, probabilidad de

excedencia de 10 % en 50 años. La razón ( $PGA_{975}/PGA_{475}$ ) entre las aceleraciones de cada periodo de retorno proporciona varios valores, en un rango aproximado de 1.2 a 1.4, tomándose la mediana de esta distribución como factor de importancia para edificios de funciones esenciales (como hospitales), y estableciéndose los demás por interpolación y extrapolación.

El papel del factor de importancia en las normativas es introducir un cambio en el periodo de retorno asumido, respecto a T de 475 años, o lo que es lo mismo, un cambio en la probabilidad de excedencia asociada al valor de diseño. Cuanto mayor sea la importancia de la edificación, menor será esta probabilidad y mayor la aceleración de diseño, siendo éste más conservador, ya que el margen de excedencia que se asume es menor.

En nuestro caso, hemos calibrado este factor de importancia, partiendo de los mapas de PGA para TR de 475 y 975 años. El los cocientes  $PGA_{975} / PGA_{475}$  en diferentes puntos proporcionan una distribución de valores, cuyo análisis estadístico permite obtener estimadores como la media, moda y mediana y deducir de ahí el valor más apropiado para el factor de importancia.

El resultado del cálculo se presenta en las figuras 3.3-3 y 3.3-4. Como se ve en la figura 3.3-3, el valor correspondiente a edificios esenciales es  $I = 1.36 \pm 0.04$ . De ahí, proponemos considerar el valor  $I=1.4$  para ese tipos de edificios.

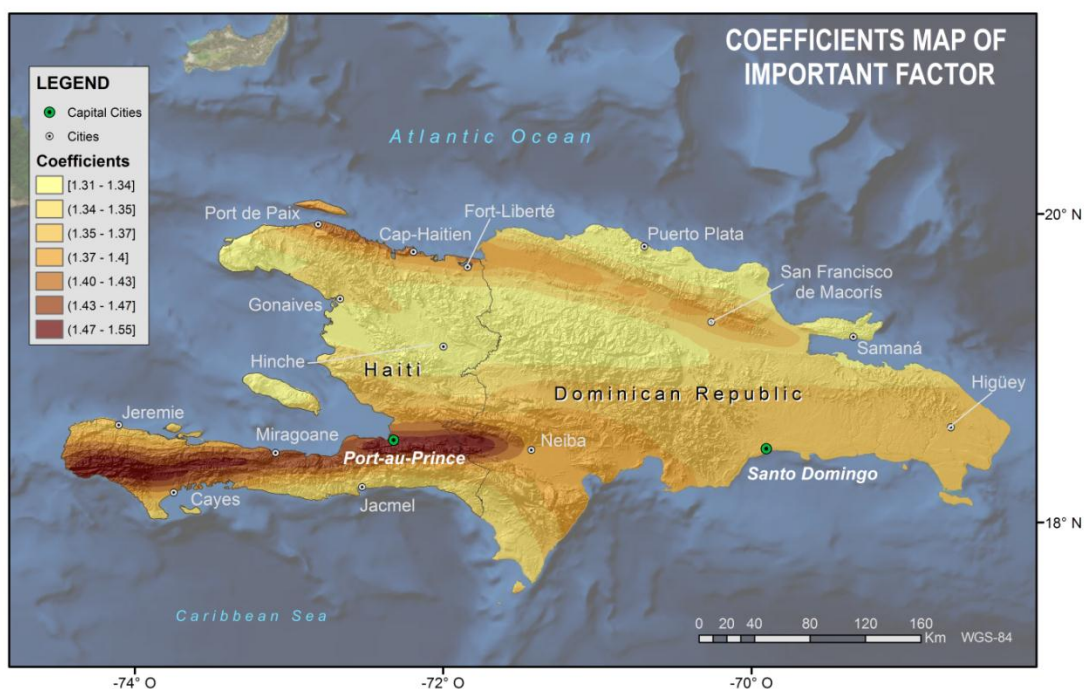


Fig. 3.3-3.-distribucion de los valores del coeficiente  $PGA_{975}/PGA_{475}$

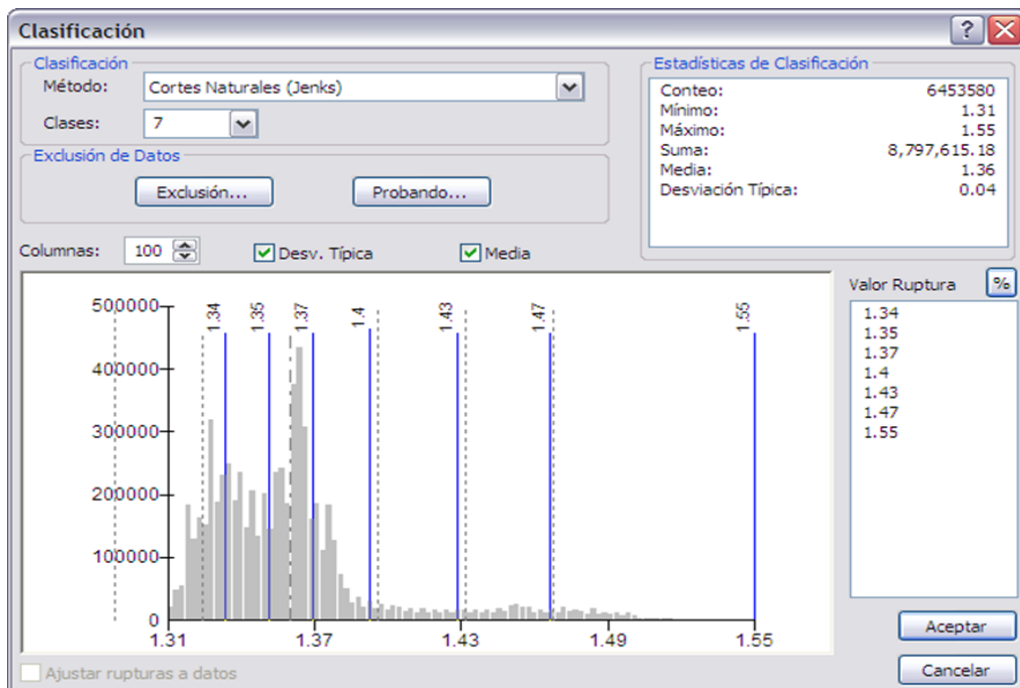


Fig. 3.3-4.-representacion estadística de los valores del coeficiente  $PGA_{975}/PGA_{475}$



Tabla 3.3-1.- Clasificación de edificios y factor de importancia

Uso del edificio o Naturaleza de la ocupación	República Dominicana	USA	Canadá	Eurocódigo	España (NCSE-02)
<p>Construcciones con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar pérdidas de vida, como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Edificios agrícolas</li> <li>✓ Algunas construcciones provisionales</li> <li>✓ Almacenes de productos no tóxicos, etc....</li> </ul>	<p>V <math>U = 0.9</math></p>	<p>I <math>I_p = 1</math></p>	<p>I <math>I = 0.8</math></p>	<p>I <math>\gamma_I = 0.8</math></p>	<p>I <math>\rho = 1.0</math></p>
<p>Construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, no incluidas en I, III, IV y V; tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Bancos, edificios de oficinas</li> <li>✓ Hoteles, restaurantes</li> <li>✓ Apartamentos públicos, etc...</li> </ul>	<p>IV <math>U = 1.0</math></p>	<p>II <math>I_p = 1</math></p>	<p>II <math>I = 1</math></p>	<p>II <math>\gamma_I = 1.0</math></p>	<p>II <math>\rho = 1.0</math></p>
<p>Construcciones cuyo colapso puede ocasionar importantes pérdidas humanas e importante impacto económico. Son construcciones que deben mantenerse operativas inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo severo, como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Escuelas elementales y de secundaria, con una capacidad de más de 250 personas; colegios y centros educativos cuya capacidad es de más de 500 personas.</li> <li>✓ Hospitales con más de 50 camas que no practican cirugía ni tienen instalaciones de tratamiento de emergencias</li> <li>✓ Todas las construcciones que tienen una capacidad de más 3000 personas al mismo tiempo</li> <li>✓ Cárceles, centros de detención</li> </ul>	<p>III <math>U = 1.2</math></p>	<p>III <math>I_p = 1.25</math></p>	<p>III <math>I = 1.3</math></p>	<p>III <math>\gamma_I = 1.2</math></p>	
<p>Construcciones de alto riesgo que no deben sufrir daños en elementos estructurales y no</p>	<p>II <math>U = 1.4</math></p>				

Uso del edificio o Naturaleza de la ocupación	República Dominicana	USA	Canadá	Eurocódigo	España (NCSE-02)
<p>estructurales, durante la ocurrencia de un sismo extremo, de manera que se garantice la integridad de la instalación o edificación, y la protección de la población y el medio ambiente, tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Edificios que producen, almacenan y manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos</li> </ul>		IV $I_p = 1.5$	IV $I = 1.5$	IV $\gamma_I = 1.4$	III $\rho = 1.3$
<p>Construcciones de funciones esenciales para la sociedad cuya integridad durante los terremotos es de gran importancia para la protección civil, es decir, no deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables, tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Hospitales con cirugía e instalaciones de tratamiento de emergencia</li> <li>✓ Estaciones de bomberos y ambulancias; instalaciones y aparcamientos de vehículos de emergencia</li> <li>✓ Construcciones de seguridad nacional: policía, fuerza armadas y oficinas gubernamentales, centros de control del tráfico aéreo y aviación, torres de control</li> <li>✓ Tanques de almacenamiento de agua y edificaciones que almacenan productos esenciales</li> <li>✓ Centrales de generación eléctrica</li> </ul>	I $U = 1.5$				

*NOTA: Para USA y República Dominicana, la telecomunicación no está en el mismo grupo y, además, Eurocódigo y NSCE no especifican la cantidad de personas en el grupo III.*

### 3.3.3. Propuesta para Haití

Los criterios de los estados límite previos (peligro para la vida humana y la operatividad después del terremoto) y la comparación de las normativas, permitirán hacer una propuesta razonable. Se observa que hay dos países cuyas clasificaciones son diferentes: la República Dominicana, que tiene cinco categorías (de las cuales, I y II tienen coeficientes similares y, además, se corresponden con una única categoría de las otras normativas); y la normativa de España, que tiene tres categorías.

En base a los coeficientes de la tabla 3.3-1 se propone una clasificación de edificios para Haití dada en la Tabla 3.3-2. Por un lado, el valor del grupo II es  $I=1$ , por tratarse de edificios de ocupación normal. Por otro lado, mediante cálculo, se ha obtenido el valor  $I=1.4$  para edificios correspondientes al grupo IV. Por tanto, por interpolación, se obtiene el valor de 1.2 para el grupo III. Finalmente, se propone para el grupo I, un valor de  $I=0.9$ , por comparación con las normativas de EEUU y RD. Los valores propuestos resultan ser similares a los del Eurocódigo.

*Tabla 3.3-2.- Clasificación de edificios y factor de importancia para Haití*

Categoría	Uso del edificio o Naturaleza de la ocupación	Factor I
I	Construcciones con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar pérdidas de vida, como: <ul style="list-style-type: none"><li>✓ Edificios agrícolas</li><li>✓ Algunos construcciones provisionales</li><li>✓ Almacenes de productos no tóxicos, etc....</li></ul>	0.9
II	Construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, no incluidas en I, III y IV ; tales como: <ul style="list-style-type: none"><li>✓ Bancos, edificios de oficinas</li><li>✓ Hoteles, restaurantes</li><li>✓ Apartamentos públicos, etc...</li></ul>	1
III	Construcciones cuyo colapso pueda ocasionar importantes pérdidas humanas e importante impacto económico. Son construcciones que deben mantenerse operativas inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo severo, como: <ul style="list-style-type: none"><li>✓ Escuelas elementales y de secundaria, con una capacidad de más de 250 personas; colegios y centros</li></ul>	1.2

Categoría	Uso del edificio o Naturaleza de la ocupación	Factor I
	<p>educativos cuya capacidad es de más de 500 personas.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Hospitales con más de 50 camas que no practican cirugía ni tienen instalaciones de tratamiento de emergencias</li> <li>✓ Todas las construcciones que tienen una capacidad de más 3000 personas al mismo tiempo</li> <li>✓ Cárceles, centros de detención</li> </ul>	
IV	<p>Construcciones de alto riesgo que no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales, durante la ocurrencia de un sismo extremo, de manera que se garantice la integridad de la instalación o edificación, y la protección de la población y el medio ambiente.</p> <p>Construcciones de funciones esenciales para la sociedad cuya integridad durante los terremotos es de gran importancia para la protección civil, es decir, no deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables, tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Edificios que producen, almacenan y manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos</li> <li>✓ Hospitales con cirugía e instalaciones de tratamiento de emergencia</li> <li>✓ Estaciones de bomberos y ambulancias; instalaciones y aparcamientos de vehículos de emergencia</li> <li>✓ Construcciones de seguridad nacional: policía, fuerza armadas y oficinas gubernamentales, centros de control del tráfico aéreo y aviación, torres de control</li> <li>✓ Tanques de almacenamiento de agua y edificaciones que almacenan productos esenciales</li> </ul> <p>Centrales de generación eléctrica</p>	1.4

### 3.4. Clasificación de suelos y factor de amplificación

En este apartado se comparan las clasificaciones de los tipos de suelo que introducen las distintas normativas consideradas en este TFM, a efectos de considerar la amplificación local sobre el movimiento en base rocosa o en suelo duro.

### 3.4.1. Clasificación de suelos para distintas normativas

En la tabla 3.4-1 se presentan las clasificaciones adoptadas en los diferentes países.

Las normativas utilizan los siguientes parámetros (definiciones NEHRP, 2003) para definir las clases de suelo en los primeros 30 m de corteza:

➤ **Velocidad de la onda de cizalla ( $V_s$ )**

La velocidad de onda de cizalla está ligada con el módulo de rigidez de suelo (G)

$$\bar{V}_s = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:  $i$  se refiere a cualquier capa entre 1 y  $n$

$V_{si}$  es la velocidad de cizalla en la capa  $i$  (m/s)

$d_i$  es el espesor de la capa  $i$  entre 0 y 30m

➤ **Resistencia a la Penetración Estándar (N)**

La resistencia a la penetración estándar está determinada de acuerdo con ASTM D y medida directamente en el terreno, sin corrección. Está relacionada con el módulo de rigidez del suelo (G).

$$\bar{N} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Donde  $N_i$  y  $d_i$  están definidos para suelo no cohesivo, suelo cohesivo y capas de roca.

➤ **Resistencia al corte sin drenaje  $\bar{s}_u$  (kPa)**

La resistencia al corte sin drenaje está determinada de acuerdo con ASTM D 2166 o D 2850 y no debe de ser mayor de 250 kPa

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{s_{ui}}}$$

$d_c = \sum_{i=1}^k d_i$  es el espesor total de capas de suelos cohesivos en los 30 primeros metros.

➤ **Índice de plasticidad (PI)**

El índice de plasticidad está determinado de acuerdo con ASTM D 4318.

➤ **Contenido de humedad  $w$  (%)**

El contenido de humedad está determinado de acuerdo con ASTM D 2216

➤ **Cohesión sin drenaje del suelo  $C_u$  (kPa)**

La cohesión sin drenaje del suelo está determinada por ensayo de penetración estática o ensayos triaxiales, y está relacionada con la resistencia al corte sin drenaje del suelo.

Tabla 3.4-1.- Comparación de las clasificaciones de suelos de las normativas

Normativa	Perfil estratigrá- fico	Roca fuerte	Roca	Suelo muy denso (granular denso o cohesivo duro) Roca blanda	Suelo rígido (Granular media densa o cohesivo firme)	Suelo blando (Granular suelto o Cohesivo blando)	---	----	-----
República dominicana/ USA/ Canadá	Tipo de terreno	A	B	C	D	E	F		
	$\bar{V}_S (m/s)$	$\bar{V} > 1500$	$760 < \bar{V}_S \leq 1500$	$360 < \bar{V}_S \leq 760$	$180 < \bar{V}_S \leq 360$	$\bar{V}_S \leq 180$	-Suelo licuefactible -Arcillas con H>3m -Arcillas con PI $\geq 75$ o H $\geq 7.5m$ -arcillas blandas con H $\geq 7.5m$ o $\bar{s}_u \leq 0.5$		
	$\bar{N}$	N/A	N/A	$\bar{N} > 50$	$15 < \bar{N} \leq 50$	$\bar{N} < 15$			
	$\bar{s}_u (kg/cm^2)$	N/A	N/A	$\bar{s}_u \geq 1.0$	$0.5 \leq \bar{s}_u < 1.0$	$\bar{s}_u < 0.5$ O suelo cuyo H>3m Con IP>20, w $\geq 40\%$ , $\bar{s}_u < 0.2$			
Eurocódigo	Tipo de terreno	-	A	B	C	D	E	S1	S2
	$\bar{V}_S (m/s)$	-	$\bar{V}_S > 800$	$360 < \bar{V}_S \leq 800$	$180 < \bar{V}_S \leq 360$	$\bar{V}_S < 180$	$\bar{V}_S$ de tipo Cy D	$\bar{V}_S < 180$	Suelo licuefac- table, arcillas sensibles o tipos distintos de A hasta S1
	$\bar{N}$	-	N/A	$\bar{N}>50$	$15 < \bar{N} \leq 50$	$\bar{N}<15$	$5m < H \leq 20m$ sobre $\bar{V}_S \geq 800$	-	
	$C_u (kPa)$	-	N/A	$C_u > 250$	$70 \leq C_u \leq 250$	$C_u < 70$		$15 < \bar{N} \leq 50$ O suelo con H>10m, IP>40, w elevado	
España	Tipo de terreno	-	I	II	III	IV			
	$\bar{V}_S (m/s)$	-	$\bar{V}_S > 750$	$400 < \bar{V}_S \leq 750$	$200 < \bar{V}_S \leq 400$	$\bar{V}_S < 200$			

### 3.4.2. Fundamento de la clasificación de suelos y factor de amplificación

#### ➤ Clasificación de suelos

Hay que destacar que los códigos de estos países basan sus clasificaciones de sitio sobre el parámetro  $V_{s30}$ , es decir, el promedio de la velocidad de las ondas de corte en los primeros 30 m del subsuelo. El uso generalizado de este parámetro se debe a que la velocidad de ondas de corte está ligada a la rigidez del suelo, y la elección de 30 m de profundidad proviene del hecho de que la mayoría de los registros de perforación de ingeniería no superan este valor.

Por otra parte, algunos autores utilizaron  $V_{s30}$  para definir unas clasificaciones de suelos que más adelante servirían de base para los códigos. En efecto, los códigos de los Estados Unidos usaron la clasificación de Boore et al. (1993) (Tabla 3.4-2), y más adelante la de Borchardt (1994) (tabla 3.4-3); El Eurocódigo, por su parte, utilizaba la de Boore et al. (1993).

Finalmente, en los sitios donde la información cuantitativa de la velocidad de las ondas de cizalla en el suelo no está disponible, se puede utilizar la resistencia a la penetración estándar para suelos no cohesivos y la resistencia al corte o cohesión sin drenaje para clasificar los suelos. Además, los tres últimos parámetros están a menudo disponibles en las investigaciones de rutina del sitio. Sin embargo, estos parámetros alternativos exigen una aproximación más bien conservadora, ya que la correlación entre la amplificación del sitio y estos parámetros geotécnicos es más incierta que con la velocidad de ondas de cizalla (NEHRP 1997, part 2).

Tabla 3.4-2.- clasificación de sitio con rango de  $V_{s30}$  (Boore et al.(1993))

Clase de suelo	Rango de velocidades de onda de cizalla
A	> 750 m/s
B	360 - 750 m/s
C	180 - 360 m/s
D	< 180 m/s



Tabla 3.4-3.- Clasificación de suelos usando Vs30 (Borcherdt 1994)

SITE CLASS		CLASSIFICATION CRITERIA							
Name	General Description	Mean Shear-Wave Velocity <sup>^</sup>						Thickness	
		minimum		average		maximum		minimum	
		ft/s	m/s	ft/s	m/s	ft/s	m/s	ft	m
<b>SC-I</b>	<b>FIRM and HARD ROCKS</b>								
<i>SC-Ia</i>	<i>Ao*</i> <b>HARD ROCKS</b> (e.g. metamorphic rocks with very widely spaced fractures).	<b>4600</b>	1400	5300	1620				
<i>SC-Ib</i>	<b>A</b> <b>FIRM to HARD ROCKS</b> (e.g. granites, igneous rocks, conglomerates, sandstones, and shales with close to widely spaced fractures).	<b>2300</b>	700	3500	1050	<b>4600</b>	1400		
<b>SC-II</b>	<b>B</b> <b>GRAVELLY SOILS and SOFT to FIRM ROCKS</b> (e.g. soft igneous sedimentary rocks, sandstones, and shales, gravels, and soils with > 20% gravel).	<b>1230</b>	375	1800	540	<b>2300</b>	700	<b>30</b>	<b>10</b>
<b>SC-III</b>	<b>C</b> <b>STIFF CLAYS and SANDY SOILS</b> (e.g. loose to v. dense sands, silt loams and sandy clays, and medium stiff to hard clays and silty clays (N<5 blows/ft)).	<b>660</b>	200	950	290	<b>1230</b>	375	<b>20</b>	<b>5</b>
<b>SC-IV</b>	<b>D</b> <b>SOFT SOILS</b>	<b>330</b>	100	500	150	<b>660</b>	200		
<i>SC-IVa</i>	<b>D1</b> <b>NON SPECIAL-STUDY SOFT SOILS</b> (e.g. loose submerged fills and very soft to soft (N<5 blows/ft) clays and silty clays < 37 m (120 ft) thick).							<b>10</b>	<b>3</b>
<i>SC-IVb</i>	<b>E</b> <b>SPECIAL-STUDY SOFT SOILS<sup>^^</sup></b> (e.g. liquefiable soils, quick and highly sensitive clays, peats, highly organic clays, very high plasticity clays (PI>75%), and soft soils more than 37 m (120ft) thick).							<b>10</b>	<b>3</b>

### ➤ Factor de amplificación

Los factores de amplificación se utilizan en los códigos sísmicos para determinar los efectos de amplificación en el movimiento fuerte debidos a condiciones locales de suelo. Para determinar los valores de amplificación, diferentes normativas se basan en la relación entre la aceleración máxima en roca y la aceleración máxima en otras condiciones de sitio, estudiadas por Idriss (1990, 1991), utilizando los registros de los terremotos de la Ciudad de México, en 1985, y de Loma Prieta, en 1989 (Fig.3.4-1).

Un hecho bien conocido a tener en cuenta es la no linealidad del efecto local, ya que el suelo amplifica proporcionalmente más los movimientos débiles que los fuertes. La curva de la Fig 3.4-1 muestra que el factor de amplificación disminuye a medida que la aceleración en roca aumenta, y se convierte en la unidad para una aceleración en roca de 0.4g. Para aceleraciones mayores de 0.4g, tiende a no amplificar, dado que una aceleración importante supone la rotura local del suelo y, por tanto, un aumento de la disipación de energía que limita el movimiento que se espera alcanzar.

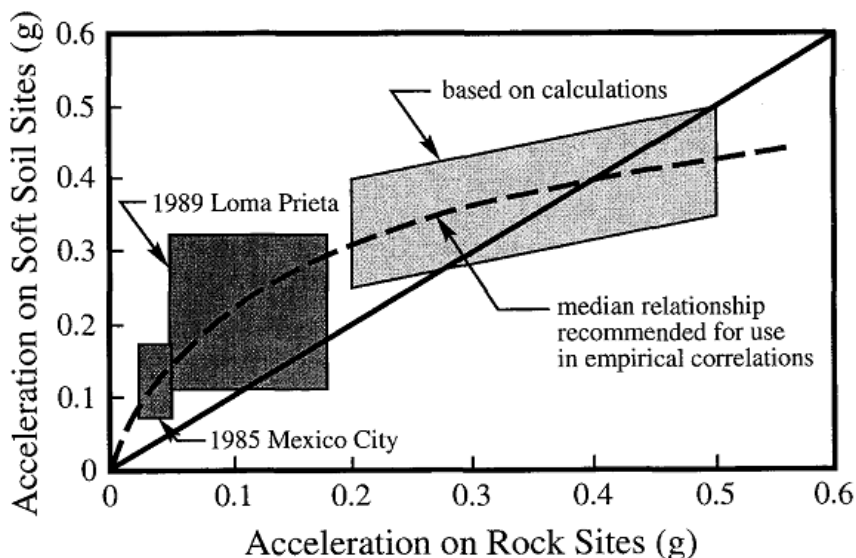


Fig. 3.4-1.- Relación entre la aceleración máxima en roca y otras condiciones de sitio

Usando esta curva, la normativa española define tres rangos de aceleración (en suelo duro) para calcular el factor de amplificación: menor que 0.1g, entre 0.1g y 0.4g, y mayor de 0.4g. En cualquier caso, la norma Española solo proporciona amplificación sobre la aceleración pico, y no sobre aceleraciones espectrales.

Para la normativa de los Estados Unidos, los factores de amplificación dependen, no solo de la aceleración, sino también del periodo. En efecto, el factor de amplificación de periodo corto ( $F_a$ ) es función de la aceleración espectral de periodo corto ( $S_s$ ), y el de periodo largo ( $F_v$ ) es función de la aceleración espectral de periodo largo ( $S_1$ ) (fig. 3.4-2).

Los factores de amplificación  $F_a$  ( resp.  $F_v$  ) pueden ser calculados en función de la velocidad media de ondas de corte para varios niveles de movimiento del suelo ( resp.  $S_1$  ), con respecto a la condición de un suelo de referencia por las ecuaciones siguientes (Borcherdt 1994, fig.3.4-3):

$$F_a = (V_{0S}/V_S)^{m_a}$$

$$F_v = (V_{0S}/V_S)^{m_v}$$

Donde:

$m_a$  y  $m_v$  : dependen del movimiento del suelo (tabla 3.4-4)

$V_{0S} = 1050 \text{ m/s}$  : Velocidad del suelo de referencia de la tabla 3.4-3

$V_S$ : Velocidad media de la tabla 3.4-3

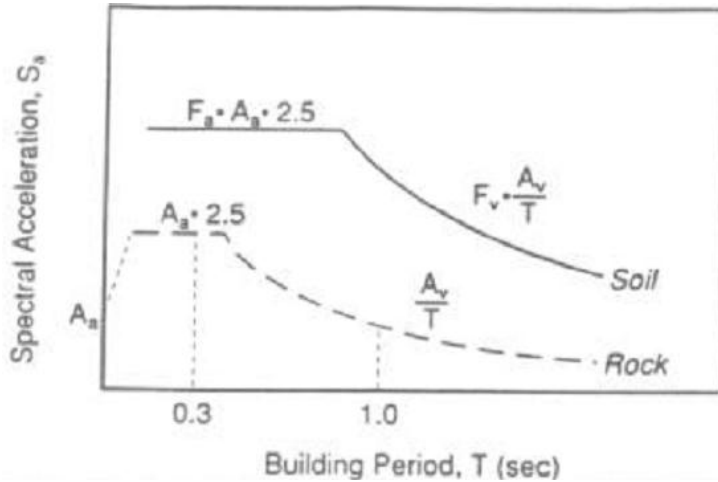


Fig. 3.4-2.-Dos factores de enfoque para respuesta local del sitio

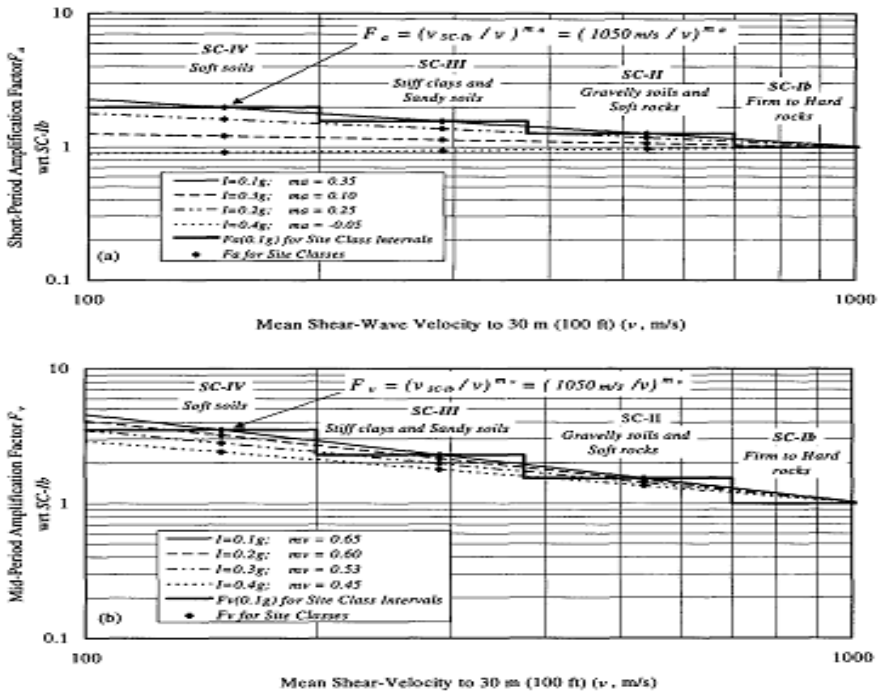


Fig.3.4-3.-coeficientes  $F_a$  y  $F_v$  en función de  $V_{s30}$

*Tabla 3.4-4.-Valores de los exponentes para diferentes terremotos (Borcherdt 1994)*

Aceleración en roca (g)	$S_s(g)$	$S_1(g)$	$m_a$	$m_v$
0.1	0.25	0.1	0.35	0.65
0.2	0.50	0.2	0.25	0.60
0.3	0.75	0.3	0.10	0.53
0.4	1.00	0.4	-0.05	0.45

*NOTA: los valores para 0.5g vienen de la extrapolación.*

Hay que destacar que los valores  $F_a$  y  $F_v$  de la normativa están calculados con las velocidades de la clasificación de la tabla 3.4-3. Pero los números de las Tabla 3.2-2 y 3.2-3 no son necesariamente idénticos a las predicciones de las ecuaciones debido a otras consideraciones discutidas durante un proceso de consensos (NEHRP 1992, part 2).

A causa de la diferencia en la denominación en las tablas se hace la correspondencia en la tabla 3.4-5.

*Tabla 3.4-5.-correspondencia entre la tabla 3.4-3 y Tabla 3.2-2 y Tabla 3.2-3*

tabla 3.4-3	$A_0$	A	B	C	$D_1$	E
tabla 3.2-2	A	B	C	D	E	F
tabla 3.2-3	A	B	C	D	E	F

### **3.4.3. Propuesta de clasificación de suelo y factor de amplificación para Haití**

Por defecto, la geología del suelo de Haití y República Dominicana no debe de ser muy diferente. Además, las normativas de los Estados Unidos, de Canadá y de la Republica Dominicana adoptan la misma clasificación de suelos. Por tanto se propone una clasificación similar para Haití, esperando su comprobación por investigaciones posteriores (tabla 3.4-6).

Se proponen así mismo los factores de amplificación adoptados en Republica Dominicana, si bien se recomienda calibrarlos con datos geotécnicos existentes en el país y con resultados de los proyectos de microzonación que se lleven a cabo.

Tabla 3.4-6.-Comparacion de las clasificaciones de suelos para Haití

Normativa	Perfil estratigráfico	Roca fuerte	Roca	Suelo muy denso (granular denso o cohesivo duro) Roca blanda	Suelo rígido (Granular media densa o cohesivo firme)	Suelo blando (Granular suelto o Cohesivo blando)	---
Haití	Tipo de terreno	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{V} > 1500$	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	$360 < \bar{V}_s \leq 760$	$180 < \bar{V}_s \leq 360$	$\bar{V}_s \leq 180$	-Suelo licuefactible -Arcillas con $H > 3m$ -Arcillas con $PI \geq 75$ o $H \geq 7.5m$ -arcillas blandas con $H \geq 7.5m$ o $\bar{s}_u \leq 0.5$
	$\bar{N}$	N/A	N/A	$\bar{N} > 50$	$15 < \bar{N} \leq 50$	$\bar{N} < 15$	
	$\bar{s}_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N/A	N/A	$\bar{s}_u \geq 1.0$	$0.5 \leq \bar{s}_u < 1.0$	$\bar{s}_u < 0.5$ O suelo cuyo $H > 3m$ Con $IP > 20$ , $w \geq 40\%$ , $\bar{s}_u < 0.2$	

### 3.5. Metodologías de cálculo de fuerza equivalente para edificios

#### 3.5.1. Comparación de sistemas sismorresistente y factores de modificación de diferentes normativas

Para definir la resistencia a las fuerzas laterales debidas a un terremoto, las normativas definen varios tipos de sistemas de estructura sismorresistente. Para cada una de ellas, proponen factores a tener en cuenta para determinar dichas fuerzas. En la tabla 3.5-1 se presentan diversos sistemas estructurales sismorresistentes de las diferentes normativas.

#### 3.5.2. Fundamento de los factores

A continuación, se definen y analizan los diferentes factores utilizados por las normativas para calcular las fuerzas laterales.

##### 3.5.2.1. Factores de sobre-resistencia y factor de reducción de carga

El antiguo criterio de diseño sísmico requería no superar la capacidad resistente de la estructura. Sin embargo, se pudo comprobar que la aplicación de dicho criterio no asegura un comportamiento lineal elástico de las estructuras durante los terremotos, es decir, la ausencia de daños. A pesar de ello, este hecho no siempre llevaba al fallo de la estructura y, muchas veces, ni siquiera a daños severos. La conclusión a la que se llegó fue que era posible que las estructuras sobrevivieran a los terremotos si se conseguía mantener su degradación entre ciertos límites, sin necesidad de aumentar excesivamente su resistencia.

Una vez hecha esta observación, el objetivo del diseño sismorresistente de los edificios sufrió un cambio: en vez de *asegurar la resistencia de una estructura* a grandes fuerzas laterales, era más importante *evitar el efecto destructivo* de dichas fuerzas sobre la estructura (Paul y Priestley 1992). Como consecuencia, dicho diseño se orientó hacia tipologías estructurales con una gran capacidad para deformarse en el campo inelástico sin romperse, es decir, con ductilidad. Así, una estructura dúctil es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. Además, las no linealidades debían centrarse en ciertas zonas predefinidas de los edificios, disipándose de esta manera, una gran parte de la energía inducida por los terremotos. Como consecuencia, el diseño contemporáneo antisísmico de estructuras implica la reducción de las fuerzas obtenidas a partir de un espectro de respuesta elástico por un factor de reducción de la fuerza relacionado con la ductilidad (fig. 3.5-2).

Además, se observa que la capacidad de la estructura aumenta debido al endurecimiento de algunos materiales por grandes deformaciones. Esta capacidad adicional (overstrength) influencia la respuesta de las estructuras, sobre todo a la hora de la formación del mecanismo de fallo. Para tener en cuenta esta capacidad adicional, algunas normativas de diseño moderno utilizan el factor de reducción de capacidad llamado factor de sobre-resistencia (“overstrength factor” fig.3.5-2), y otras utilizan un factor de resistencia con valores especificados para cada uno de los materiales, como el hormigón y el acero. En consecuencia, los valores de los factores de carga y combinaciones de carga quedan ajustados.

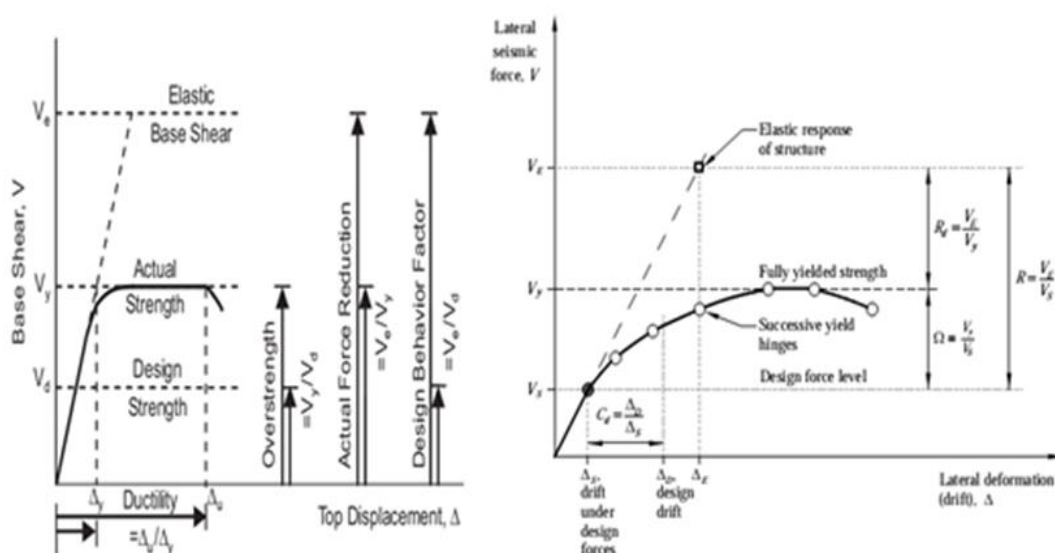


Fig.3.5-2.-Curva típica de la respuesta de la estructura

Factor sobre-resistente:  $\Omega = \frac{V_y}{V_d}$

Donde  $V_y$  es la carga que corresponde a la consecución del modo de fallo especificado y  $V_d$  es el cortante en la base de diseño.

El valor del factor sobre-resistente depende de varios parámetros y la normativa de Canadá atribuye valores a cada una para permitir su cálculo (Mitchell et al. 2003). Además, puede utilizarse el análisis “push-over” para averiguar la capacidad estructural de edificios nuevos y antiguos, y para averiguar o revisar los valores del factor sobre-resistente.

La *ductilidad* está definida en términos de desplazamiento máximo de la estructura ( $\Delta_u$ ) y el desplazamiento correspondiente a la resistencia de fluencia idealizada ( $\Delta_y$ ) como:

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \mu$$

El *factor de reducción por ductilidad*,  $R_d$ , es un factor que reduce la demanda de fuerza elástica idealizada al nivel de la resistencia elástica máxima,  $V_y$ .

$$\frac{V_e}{V_y} = R_d$$



Tabla 3.5-1.-Coeficientes de diseño y factores para sistemas estructurales sismorresistentes

Sistema estructurales sismorresistente	Coeficiente de modificación de repuesta / factor de comportamiento (R) o factor de reducción por ductilidad ( $R_d$ )					Factor sobre resistente $\Omega_o$				Factor de amplificación de deflexión $C_d$	
	NEHRP	R. DOM	EC 8	NCSE	NBCC	NEHRP	R.DOM	EC 8	NBCC	NEHRP	R.DOM
<b>Sistema 1. Porticados</b>											
1.1.-pórticos especiales de acero	8	5.5	6.5	4	5	3	-	1.3	1.5	5.5	4.75
1.2.- pórticos intermedios de acero	4.5	4.5	4	3	3.5	3	-	-	1.5	4	4
1.3.- pórticos ordinarios de acero	3.5	2.5	2	2	1.5	3	-	-	1.3	3	2
1.4.- pórticos especiales de hormigón armado	8	5.5	5.85	4	4	3	-	1.3	1.7	5.5	4.75
1.5.- pórticos intermedios de hormigón armado	5	4.5	3.9	3	2.5	3	-	1.3	1.4	4.5	4
1.6.- pórticos ordinarios de hormigón armado	3	2.5	2	2	1.5	3	-	-	1.3	2.5	2
<b>Sistema 2. Muros o pantallas</b>											
2.1.-Muros especiales de hormigón armado (HA)	5	4.5	5.4	4	3.5	2.5	-	1.2	1.6	5	4
2.2.- Muros ordinarios de hormigón armado	4	3	3.6	3	1.5	2.5	-	1.2	1.3	4	2.5
2.3.-Muros prefabricados intermedios de HA	4	3.5	4.4	-	-	2.5	-	1.1	-	4	3.5
2.4.-Muros prefabricados ordinarios de HA	3	3	3	-	-	2.5	-	-	-	3	2.5
2.5.-Muros especiales de	5	3	3	-	2	2.5	-	-	1.5	3.5	2.5

Sistema estructurales sismorresistente	Coeficiente de modificación de repuesta / factor de comportamiento (R) o factor de reducción por ductilidad ( $R_d$ )					Factor sobre resistente $\Omega_o$				Factor de amplificación de deflexión $C_d$	
	NEHRP	R. DOM	EC 8	NCSE	NBCC	NEHRP	R.DOM	EC 8	NBCC	NEHRP	R.DOM
mampostería armada											
2.6.- Muros intermedios de mampostería armada	3.5	2.5	2.5	-	1.5	2.5	-	-	1.5	2.25	2
2.7.- Muros ordinarios de mampostería armada	2	2	2	2	1.5	2.5	-	-	1.5	1.75	1.8
<b>Sistema 3.- DUALES con pórticos especiales</b>											
3.1.-Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico	8	5	6	4	4	2.5	-	1.2	1.5	4	4
3.2.- Pórticos de acero con arriostramiento concéntrico	7	4.5	4	3	3	2.5	-	-	1.3	5.5	4
3.3.-Muros especiales de hormigón armado	7	4.5	5.85	4	3.5	2.5	-	1.3	1.6	5.5	4
3.4.-Muros ordinarios de hormigón armado	6	4	3.6	3	2	2.5	-	1.2	1.4	5	3.5
3.5.-Muros especiales de mampostería armada	5.5	3.5	3.5	2	2	3	-	-	1.5	5	3
3.6.-Muros intermedios de mampostería armada	4	3	2.5	2	1.5	3	-	-	1.5	3.5	2.5
<b>Sistema 4. Péndulos invertidos</b>											
4.1.- Pórticos especiales de acero	2.5	1.5	2.2	2	-	1.25	-	-	-	2.5	1.5
4.2.- Pórticos intermedios de acero	1.5	1.5	2	-	-	1.25	-	-	-	1.5	1.5
4.3.- Pórticos ordinarios de	1.25	1.3	1.5	-	-	1.25	-	-	-	1.25	1.3

Sistema estructurales sismorresistente	Coeficiente de modificación de repuesta / factor de comportamiento (R) o factor de reducción por ductilidad ( $R_d$ )					Factor sobre resistente $\Omega_o$				Factor de amplificación de deflexión $C_d$	
	NEHRP	R. DOM	EC 8	NCSE	NBCC	NEHRP	R.DOM	EC 8	NBCC	NEHRP	R.DOM
acero											
4.4.- Pórticos especiales de hormigón armado	2.5	1.5	2	2	-	1.25	-	-	-	2.5	1.5
4.5.- Pórticos intermedios de hormigón armado	1.5	1.5	1.5	-	-	1.25	-	-	-	1.5	1.5
4.6.- Pórticos ordinarios de hormigón armado	1	1	1.5	-	-	1.25	-	-	-	1	1
4.7.- Pórticos de madera	1.5	1.5	1.5	-	-	1.5	-	-	-	1.5	1.5

*Nota: Un sistema dual es un sistema que está diseñado para que el pórtico soporte el 25% de la fuerza horizontal causada por el terremoto; en otro caso, se llamaría sistema combinado.*

*NEHRP (norma de los Estados Unidos), R.DOM (norma de Republica Dominicana), EC 8 (Eurocódigo), NCSE (norma de España), NBCC (norma de Canadá). Cada normativa especifica, para cada tipo de estructura, los requisitos detallados que garanticen la ductilidad correspondiente y también la altura máxima permitida, dependiendo del terremoto.*

*En la tabla, para las normativas de Canadá y de España, los valores corresponden a los de  $R_d$ . En las demás normativas (NEHRP, EC8 y Republica Dominicana) son los valores de R (tiene en cuenta  $R_d$  y  $\Omega_o$ ).*

*Para la norma de España, el factor de amplificación de deflexión es igual al factor de reducción de ductilidad ( $C_d = R_d$ ); para el Eurocódigo,  $C_d = R$ ; y para la normativa de Canadá,  $C_d = R_o \Omega_o$ .*

### 3.5.2.2. Factor de amplificación de deflexión

El factor de amplificación de deflexión,  $C_d$ , propone aumentos en las deflexiones derivados de código, que sea representativo del valor real esperado de deflexión pico. El factor  $C_d$  amplifica los desplazamientos desde el nivel elástico hasta el nivel de la resistencia de diseño.

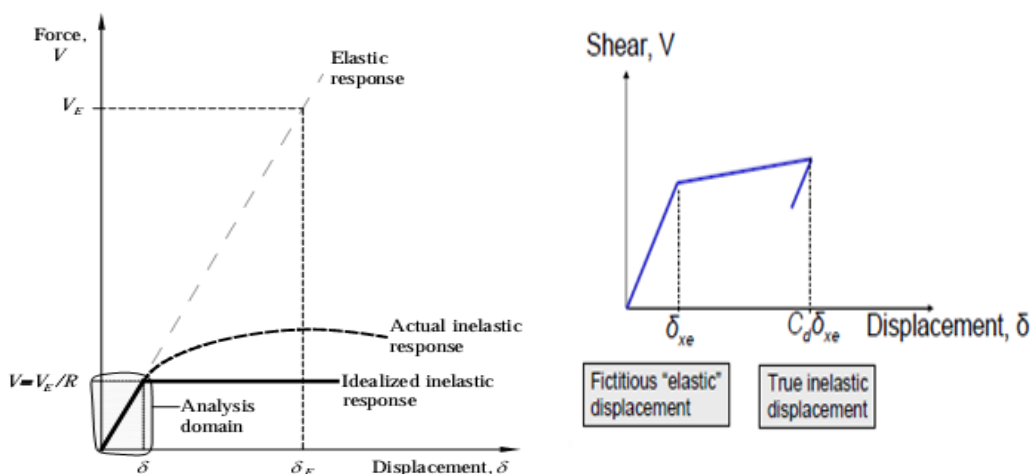


Fig.3.5-3.- Uso de  $C_d$  para calcular desplazamiento de la planta

A causa del aumento de sobrerresistencia y rigidez asociado, la respuesta inelástica real difiere de la respuesta inelástica idealizada; el desplazamiento del sistema puede ser menor que  $R$  veces  $\delta$ . La normativa tiene en cuenta esta diferencia multiplicando el desplazamiento elástico ficticio (nivel de diseño)  $\delta$  por  $C_d$ , que es menor que  $R$ . Además, el desplazamiento calculado para cada planta debe de ser menor que el desplazamiento límite definido por la normativa, que es función de la categoría de uso y del sistema de resistencia.

### 3.5.3. Propuesta para Haití

Los sistemas estructurales sismo-resistentes son sistemas generales que existen en todos los países para resistir el terremoto; por tanto, son los que se deben utilizar también en Haití. Para atribuir los coeficientes a cada sistema, lo correcto es investigar y analizar el comportamiento de los edificios ante los terremotos. Ante la falta de este tipo de estudios y mientras tanto, se proponen los coeficientes basados en las comparaciones de los valores de otras normativas.

La normativa de Canadá y el Eurocódigo utilizan los mismos parámetros (coeficiente de reducción de ductilidad  $R_d$  y factor sobre-resistente  $\Omega_o$ ) y los rangos de valores que proponen no son muy distintos: para Canadá, se tiene que  $1 \leq R_d \leq 5$  y  $1 \leq \Omega_o \leq 1.7$ ; y en la normativa europea,  $1.5 \leq R_d \leq 5$  y  $1 \leq \Omega_o \leq 1.5$ . Por eso, para todos los sistemas, se toma un valor de  $R_d$  cercano a la media de estas dos normativas, de manera que el producto se acerque al valor de  $R$  de los Estados Unidos; y para los coeficientes de amplificación de deflexión  $C_d$ , se considera un valor en torno de la media de todas las normativas, que debe de ser menor que el producto  $R_d \Omega_o$  previo.

*Tabla 3.5-2.-coeficientes de diseño y factores para sistemas estructurales para Haití*

Sistemas estructurales sismo-resistente	$R_d$	$\Omega_o$	$R_d \Omega_o$	$C_d$
<b>Sistema 1. Porticados</b>				
1.1.-Pórticos especiales de acero	4.5	1.4	6.3	5
1.2.- Pórticos intermedios de acero	3.5	1.3	4.55	4
1.3.- Pórticos ordinarios de acero	2	1.2	2.4	2
1.4.- Pórticos especiales de hormigón armado	4	1.5	6	5
1.5.- Pórticos intermedios de hormigón armado	3	1.4	4.2	4
1.6.- Pórticos ordinarios de hormigón armado	2	1.3		2
<b>Sistema 2. Muros o pantallas</b>				
2.1.-Muros especiales de hormigón armado (HA)	3.5	1.4	4.0	4.25
2.2.- Muros ordinarios de hormigón armado	2.5	1.3	3.25	3
2.3.-Muros prefabricados intermedios de HA	3	1.2	3.6	3.75
2.4.-Muros prefabricados ordinarios de HA	2.25	1.3	3.0	2.75
2.5.-Muros especiales de mampostería armada	2.25	1.4	3.15	3
2.6.- Muros intermedios de mampostería armada	2	1.4	2.8	2.25
2.7.- Muros ordinarios de mampostería armada	1.5	1.4	2.1	1.75
<b>Sistema 3.- Duales con pórticos especiales</b>				

Sistemas estructurales sismo-resistente	$R_d$	$\Omega_o$	$R_d\Omega_o$	$C_d$
3.1.- Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico	4.5	1.4	6.3	4
3.2.- Pórticos de acero con arriostramiento concéntrico	3.5	1.3	4.0	3.75
3.3.-Muros especiales de hormigón armado	4	1.5	5.6	5
3.4.-Muros ordinarios de hormigón armado	3	1.3	3.25	3
3.5.-Muros especiales de mampostería armada	3	1.4	4.2	3.5
3.6.-Muros intermedios de mampostería armada	2.5	1.4	3.5	3
<b>Sistema 4. Péndulos invertidos</b>				
4.1.- Pórticos especiales de acero	2	1.2	2.4	2.20
4.2.- Pórticos intermedios de acero	1.5	1.2	1.8	1.5
4.3.- Pórticos ordinarios de acero	1.25	1.2	1.5	1.25
4.4.- Pórticos especiales de hormigón armado	2	1.2	2.4	2.20
4.5.- Pórticos intermedios de hormigón armado	1.25	1.2	1.5	1.5
4.6.- Pórticos ordinarios de hormigón armado	1	1.2	1.2	1
4.7.- Pórticos de madera	1.25	1.2	1.5	1.5

En cuanto a los requisitos para asegurar que se obtiene cada ductilidad, mientras que se definen para la normativa de Haití, se propone utilizar los de los Estados Unidos, Canadá o Eurocódigo.

### 3.5.4. Métodos de cálculo de fuerza

#### 3.5.4.1. Método de fuerza lateral equivalente

El método de fuerza lateral equivalente es una forma simple de incorporar los efectos de la respuesta dinámica en un análisis estático lineal. Este procedimiento es útil en el diseño preliminar de todas las estructuras y se permite para el diseño final de la gran mayoría de las estructuras. El método es válido sólo para estructuras sin discontinuidades significativas en masa y rigidez a lo largo de su

altura, donde la respuesta al terremoto está en la dirección horizontal, sin torsión significativa.

El método de fuerza lateral equivalente para definir la resistencia sísmica es el más utilizado por las normativas.

➤ **Cortante sísmico en la base, V**

$$V = C_s W$$

✓ *Coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$*

$$C_s = \frac{I}{R_d \Omega_0} S_a(T) \quad \text{o} \quad C_s = \frac{I}{R} S_a(T)$$

✓ *Valor mínimo*

$C_s = 0.01$  ( el cortante en la base no debe de ser menor del 1% de la masa del edificio, independientemente de la sismicidad)

$$S_a = S_{Ds} \quad \text{para } T \leq T_S$$

$$S_a = S_{D1}/T \quad \text{para } T_S < T$$

Donde,

$S_a$ : aceleración espectral de repuesta para un amortiguamiento del 5%

$W$ : Masa sísmica efectiva del edificio

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

$T$ : Periodo fundamental de la estructura

$R$ : Factor de modificación de respuesta

$R_d$ : factor de modificación de ductilidad

$\Omega_0$ : factor sobre-resistente

$I$ : Factor de importancia de la estructura

$w_i$ : masa de la planta  $i$

$T_S$ : valor definido por la NERHP

➤ **Periodo fundamental aproximado de la estructura,  $T_a$**

$$T_a = C_t H^x$$

Donde H (en m) es la altura del edificio y los coeficientes de periodo,  $C_t$  y  $x$ , están determinados en la tabla 3.5-3.

Tabla 3.5-3.-Valores aproximados de los parámetros de periodo  $C_t$  y  $x$

Sistema estructural	$C_t$	$x$
Pórtico en acero	0.072	0.8
Pórtico en hormigón armado	0.047	0.9
Pórtico arriostrado de acero	0.073	0.75
Todos otras sistemas estructurales	0.049	0.75

Para estructuras que no superan 12 plantas, donde el sistema estructural sismo-resistente consiste sólo en pórtico de hormigón armado o pórtico de acero, se puede usar la ecuación siguiente:

$$T_a = 0.1n$$

Donde  $n$  =números de plantas

Para muro estructural de hormigón armado o de mampostería, se puede usar la fórmula siguiente:

$$T_a = 0.09H\sqrt{L} \quad (H, L \text{ en m})$$

Donde L = longitud del edificio en la dirección del terremoto

#### ➤ Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

La fuerza lateral inducida en cualquier nivel está determinada por la ecuación siguiente:

$$F_x = C_{vx}V \quad y \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde

$C_{vx}$ : Factor de distribución vertical

$w_x$  y  $w_i$ : Porción de la masa sísmica total (W) asignado el nivel  $i$  o  $x$ ,

$h_x$  y  $h_i$  : Altura desde la base al nivel  $i$  o  $x$

$n$ : Número total de plantas

$k$ : es un exponente relacionado con el periodo del edificio, se define de la manera siguiente:



$$\begin{array}{ll}
T \leq 0.5s & k = 1.0 \\
0.5 < T < 2.5s & k = 1.0 + 0.5(T - 0.5) \\
T \geq 2.5s & k = 2.0
\end{array}$$

### ➤ Distribución horizontal del cortante

El cortante sísmico de diseño de la planta  $V_x$  se determina por la ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Donde  $F_i$  es la carga lateral de la planta  $i$ , y la suma de éstas dará el cortante inducido en la planta.

El cortante sísmico de diseño de la planta  $V_x$  se debe distribuir entre varios elementos verticales sismo-resistentes de la planta, basándose en la rigidez relativa de los elementos y del diafragma.

$$V_{xj} = V_x \frac{K_{xj}}{\sum_{j=1}^n K_{xj}}$$

Donde

$V_{xj}$ : Cortante de cada elemento  $j$  en la dirección del cortante  $V_x$  de la planta considerada

$K_{xj}$ : Rigidez de cada elemento  $j$  en la dirección del cortante  $V_x$  de la planta considerada

Cuando la distancia entre el centro de carga correspondiente a dicha distribución y el centro de masas de las plantas consideradas alcanza el 10% de la distancia máxima entre los elementos resistentes considerados, los efectos de torsión son importantes y no pueden despreciarse.

### ➤ Efecto de vuelco

La estructura debe de resistir el efecto de vuelco causado por las fuerzas sísmicas  $F_i$ . En cualquier planta, el incremento de momento de vuelco debe distribuirse en todos los elementos verticales sismo-resistentes en la misma proporción que la distribución de los cortantes horizontales en estos elementos.

El momento de vuelco al nivel  $x$ ,  $M_x$ , se determina por la ecuación siguiente:

$$M_x = \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x)$$

➤ **Desplazamiento inter- plantas**

El desplazamiento inter- plantas,  $\Delta$ , se debe calcular como la diferencia de las deflexiones del centro de masa en la parte superior e inferior de la planta considerada.

La deflexión en el nivel  $x$ ,  $\delta_x$ , debe determinarse por la ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Y el desplazamiento está determinado por:

$$\Delta = \frac{C_d (\delta_{(x+1)e} - \delta_{xe})}{I}$$

Donde:

$C_d$ : factor de amplificación de deflexión

$\delta_{xe}, \delta_{(x+1)e}$ : deflexión determinada por un análisis elástico en la planta  $x, x + 1$

$I$ : Factor de importancia

El análisis estático del sistema sismo-resistente debe hacerse con las fuerzas laterales calculadas previamente.

Las deflexiones de las plantas deben ser menores que los límites siguientes:

$0.015h_{sx}$  para la categoría IV ( $h_{sx}$ : altura abajo de la planta  $x$ )

$0.02h_{sx}$  para la categoría

$0.025h_{sx}$  para las categorías I y II.

### ➤ efecto P – Δ sobre la estructura porticada

Este efecto de segundo orden se produce cuando, en las estructuras flexibles sometidas a fuerzas laterales, los desplazamientos horizontales resultantes conducen a momentos de vuelco adicionales debido a la carga de la gravedad que también se desplaza. Este incremento de momento, a su vez, va a producir desplazamiento lateral adicional, y por lo tanto, el desplazamiento aumenta aún más.

Los efectos P-Δ sobre los cortantes, momentos y desplazamientos de las plantas se deben tener en cuenta mediante el coeficiente de estabilidad determinado por la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{sx} C_d} \text{ y } \theta_{max} \leq 0.25$$

Donde

$\theta$ : coeficiente de estabilidad del desplazamiento inter-plantas

$P_x$ : carga vertical de diseño arriba y al nivel  $x$

$\Delta$ : desplazamiento de diseño de la planta

$V_x$ : cortante sísmico entre el nivel  $x$  y  $x - 1$

$h_{sx}$ : altura de la planta bajo el nivel  $x$

$C_d$ : factor de amplificación de deflexión

Si  $\theta \leq 0.10$ , no debe de tener en cuenta los efectos P-Δ

Si  $0.10 < \theta \leq \theta_{max}$ , los efectos de P-Δ se tienen en cuenta multiplicando los desplazamientos y las fuerzas de los elementos por el factor  $1.0/(1 - \theta)$

Si  $\theta_{max} < \theta$ , la estructura está inestable y se debe de diseñar de nuevo.

### ➤ Separación entre dos edificios

La separación entre dos edificios se debe calcular como la raíz cuadrada de la suma de las deflexiones de cada edificio al cuadrado, y deben de tener en cuenta el efecto P-Δ.

### ➤ Efectos de torsión

El momento de torsión a considerar en el diseño de los elementos en una planta consiste en dos partes:

- Momento debido a la excentricidad entre el centro de masa y de resistencia de la planta, que está calculado con el cortante de la planta por la excentricidad perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas causadas por terremotos.
- Torsión accidental, que está calculada con el cortante en la planta por la “excentricidad accidental”. Es igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas de terremotos.

El momento de torsión se debe de calcular con la ecuación siguiente:

$$T_x = V_x(e_s \pm 0.05L)$$

Donde

$L$ : dimensión de la estructura medida perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas causadas por terremotos

$e_s$  : excentricidad estática calculada

$T_x$  : momento de torsión en la planta al nivel  $x$ . Se debe de calcular independientemente en las dos direcciones principales de la planta.

#### 3.5.4.2. Método de fuerza lateral simplificado

Este método puede ser utilizado si se verifican las limitaciones siguientes:

- La categoría de uso es I o II
- La clase de sitio no debe de ser E o F
- La estructura no debe tener más de 3 plantas en altura
- El sistema lateral sísmico debe de ser muro o sistema combinado
- La estructura debe de tener por lo menos dos líneas de resistencia lateral en cada una de dos direcciones ortogonales
- La estructura debe de tener por lo menos una línea de resistencia lateral en el centro de masa en cada dirección.
- Para estructuras con diafragmas (elementos estructurales planos que conducen la carga lateral al sistema de resistencia) flexibles, los voladizos más allá de la línea exterior de muros de cortante o marcos arriostrados deben cumplir lo siguiente:

$$a \leq d/5$$

Donde:

$a$  = La distancia perpendicular de las fuerzas que se consideran desde el borde extremo del diafragma a la línea de la resistencia lateral más cercana a dicho borde.

$d$  = La profundidad del diafragma paralela a las fuerzas que se consideran en la línea de la resistencia lateral más próxima al borde.

- Para edificios con un diafragma que no es flexible, la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa en paralelo a cada eje principal no excederá de 15 % de la anchura mayor del diafragma paralela a dicho eje.
- Las líneas de resistencia del sistema de resistencia a la fuerza lateral deberán estar orientadas en ángulo no mayor a 15° con los ejes principales horizontales ortogonales del edificio.
- La resistencia frente a carga lateral de cualquier planta no deberá ser inferior al 80 % de la resistencia de la planta inmediatamente superior
- No se admiten irregularidades en planta o en vertical en los elementos de resistencia a la fuerza lateral.

➤ **Cortante sísmico en la base, V**

$$V = \frac{FIW}{R_d \Omega} S_a \text{ o } V = \frac{FIW}{R} S_a$$

Donde:

$S_a = S_{Ds}$ : Valor de la aceleración espectral constante o valor del top

$F_a = 1.0$  para suelo duro y  $F_a = 1.4$  para suelo blando o tabla de los coeficientes

$$S_s \leq 1.5$$

$F = 1.0$  para un edificio de una planta

$F = 1.1$  para un edificio de dos plantas

$F = 1.2$  para un edificio de tres plantas

✓ Distribución vertical de la fuerza

$$F_x = \frac{W_x}{W} V$$

✓ Distribución vertical del cortante y momento de vuelco

La distribución vertical del cortante y el momento de vuelco se calculan a partir de las cargas horizontales establecidas en la definición previa.

✓ Efectos de torsión

El momento de torsión debe calcularse sin tener en cuenta la excentricidad accidental.

✓ Separación de edificio y deflexión límite

No es necesario calcular la deflexión. Pero, para establecer la separación estructural entre dos edificios, debe de tomarse el 1 % de la altura del edificio mayor, a menos que se haya encontrado por cálculo un valor menor.

## CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1. Conclusiones

Este trabajo consta de dos partes fundamentales. La primera ha consistido en el estudio y análisis de los aspectos teóricos necesarios para la propuesta de una normativa sismorresistente en Haití. Se han establecido así las bases de conocimiento referentes a: 1) la evaluación de la peligrosidad o amenaza sísmica, que lleva a generar mapas de aceleraciones esperadas en todo el territorio; 2) La clasificación de suelos y asignación de los correspondientes factores de amplificación para considerar el efecto local; 3) El análisis de espectros de respuesta y formas espectrales característicos del movimiento esperado; 4) la clasificación de edificios atendiendo a su importancia y 5) El cálculo de las fuerzas equivalentes. Con estos cinco aspectos se cubren los elementos esenciales de toda normativa sismorresistente y con ello se ha configurado el marco teórico del trabajo, que puede servir de referencia a efectos de normativa.

La segunda parte ha consistido en aplicar los conocimientos adquiridos al territorio de Haití, teniendo en cuenta los condicionantes del país (sismotectónicos, de vulnerabilidad, etc), generando así información de utilidad para elaborar una propuesta de normativa. En este marco práctico, se han analizado diversos códigos sísmicos, concretamente los de EEUU, República Dominicana, España y Eurocode 8, dedicando especial atención al tratamiento de los cinco aspectos anteriores, con el fin de disponer de criterios para la propuesta de normativa que constituye el fin último del trabajo.

Un resumen y conclusiones de los cálculos efectuados dentro de la aplicación práctica se exponen a continuación.

- Se ha realizado un **catálogo sísmico**, integrado por datos de sismos superficiales (profundidad < 50 km) y de sismos profundos de la zona de subducción (profundidad > 50 km). El parámetro de tamaño ha sido homogeneizado a magnitud momento, para todos los sismos reportados entre 1551 y 2011. Este catálogo se divide en 96 sismos históricos con magnitud momento entre [4.0-8.3] y 1690 instrumentales con magnitud momento entre [4.0-7.0]
- Se han estudiado y considerado las **fallas** más importantes del territorio de Haití: Septentrional, Matheux-Neiba y Enriquillo.

- Se ha definido una **zonificación sismogenética** con 6 zonas corticales para considerar la sismicidad superficial, asociada al fallamiento local, y otra con 4 zonas para la subducción intraplaca.
- Se ha modelizado la sismicidad de cada zona mediante una ley de Gutenberg-Richter, estimando en cada caso los **parámetros** así como la magnitud máxima de la zona. Éstos han intervenido como inputs de cálculo de la peligrosidad.
- Las tres fallas principales se han introducido como unidades independientes en el cálculo de la peligrosidad, adoptando dos posibles modelos de recurrencia: Gutenberg-Richter y terremoto característico.
- Se han identificado, como más idóneos para su aplicación a Haití, tres **modelos de atenuación o ecuaciones de predicción del movimiento fuerte** para zonas corticales y tres modelos para zonas de subducción. Estos han sido: Boore y Atkinson (2011), Kanno et al. (2006) y Zhao et al (2006) para las fuentes superficiales; y Lin y Lee (2006) y Zhao et al. (2006) para las profundas.
- Se ha configurado un **árbol lógico** con dos nodos para cuantificar las incertidumbres: uno para los modelos de recurrencia compuesto de 2 ramas; y otro para los modelos de atenuación compuesto por 9 ramas, cada una de las cuales representa una combinación formada por un modelo para zona cortical y otro para subducción. Los resultados obtenidos para cada parámetro de movimiento son promedio de los estimados para las diferentes ramas, teniendo cuenta los pesos adoptados.

Como principales conclusiones de los diferentes aspectos analizados, cabe destacar:

- Del estudio de peligrosidad o amenaza sísmica
  - ✚ Los valores de PGA estimados en Haití para periodo de retorno de 475 años oscilan entre 160 y 380  $\text{cm/s}^2$ , siendo inferiores que los de Frankel (estudio preliminar) y del mismo orden de magnitud que los del reglamento de la Republicana Dominicana. Sin embargo los mapas generados en este estudio presentan una



morfología similar al mapa de Frankel, aunque con valores más bajos.



Se han observado que las ciudades que están cerca de las fallas tienen un espectro (UHS) más alto que las restantes, lo que confirma un resultado esperado.

- Del estudio comparativo de los espectros UHS deducidos con los propuestos en diferentes normativas:
  - Los UHS obtenidos en este TFM para TR de 475 años, quedan generalmente bien fijados por los espectros de la normativa americana (NEHRP) y la normativa de RD, pero tomando como aceleraciones de referencia, para corto y largo periodo, las ordenadas espectrales SA (0.2 s) y SA (1s) estimadas para TR de 475 años, en lugar de las obtenidas para TR de 2475 años y reducidas por un factor de 2/3, como proponen esos códigos.
  - Los espectros propuestos por los códigos NEHRP y RD, escalando a 2/3 la SA correspondiente a TR de 2475 años, se aproximan mejor a los UHS de nuestro estudio para TR de 975 años, en lugar de a los espectros para TR de 475 años, como suponen esos códigos.
  - Los espectros de la Norma Española (NCSE-02) y el Eurocode 8, que escalan formas espectrales con el valor de PGA, resultan más altos para casi todos los periodos estructurales ( $T > 0.1$  s) que los UHS de este estudio para TR 475 años.
  - Se han cuantificado las diferencias (o errores) sobre la PGA en aquellos casos en que la normativa escala con SA (0.2s) y SA (1 s), y por tanto fija estos valores (NEHRP y RD). Por el contrario, estimamos diferencias en SA (0.2 s) y SA (1s) cuando la norma escala con PGA (NCSE-02 y Eurocode-8). Se comprueba que se comete menor error sobre la PGA del UHS<sub>475</sub> al usar el NEHRP y RD modificados, es decir escalando con valores de SA de corto y largo periodo para 475 años en lugar de  $2/3 \cdot SA_{2475}$ . Obviamente, este error es mayor cuando se toman literalmente estas normas y se escala con  $2/3 \cdot SA_{2475}$ .
  - Al emplear NCSE-02 y EC-8, escalados con PGA de TR 475 años, los errores que se cometen en SA (0.2s) y SA (1s), respecto a las

correspondientes ordenadas del UHS para TR de 475 años, son mayores que las encontradas para PGA con NEHRP y RD.

- Cabe resaltar que, según nuestros resultados, la normativa americana, y por tanto la dominicana, no estaría diseñando para una acción sísmica con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, como corresponde a TR de 475 años, sino más bien para probabilidad de excedencia de 5 % en 50 años, que equivalente a TR de 975 años.
- Se han y analizado las **clasificaciones de los edificios** en función de su uso e importancia, y se han comparado los coeficientes de importancia de las normativas de los diferentes países con los que resultan de este estudio y se ha propuesto una clasificación que contiene cuatro grupos, asignando a cada uno un coeficiente derivado de este análisis. Los resultados se muestran en la tabla 3.3-2.
- Se han comparado y analizado las **clasificaciones de los suelos** con sus coeficientes de los diferentes países y se ha propuesto la misma clasificación utilizada por los países: Estados Unidos, Canadá y República Dominicana (los resultados se muestran en la tabla 3.4-6.)
- Se han propuesto dos metodologías de **cálculo de fuerzas**, siendo una de ella una metodología simplificada utilizada para los edificios de tres plantas como máximo. Para el cálculo de fuerzas se requieren coeficientes que se han propuesto mediante comparaciones y cálculo de los de las diferentes normativas (los resultados se muestran en la tabla 3.5-2.)

## REFERENCIAS

- ABRAHAMSON, N. A. (2000): State of the practice of seismic hazard evaluation. Proceedings of geoeng 2000, Melbourne, 19-24 november, vol. 1, pp. 659-685.
- ABRAHAMSON, N. A. y K. M. SHEDLOCK (1997): Overview, *Seismological Research Letters*, vol. 68, nº 1, pp. 9-23.
- ALI, S. T., FREED, A. M., CALAIS, E., MANAKER, D. M. Y MCCANN, W.R. (2008). : Coulomb stress evolution in northeastern Caribbean over the past 250 years due to coseismic, postseismic, and interseismic deformation. *Geophys. J. Int.* 174, 904-918.
- ASCE/SEI 7-05: Minimum Design Loads For Buildings and Others Structures, American Society of Civil Engineers, 2006 (USA).
- ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads For Buildings and Others Structures, American Society of Civil Engineers, 2010 (USA).
- Bazan, E., Meli, R.: Diseño sísmico de EDIFICIOS, 1999, Mexico.
- BENITO, B., C. LINDHOLM, E. CAMACHO, Á. CLIMENT, G. MARROQUÍN, E. MOLINA, W. ROJAS, E. TALAVERA, J. J. ESCOBAR, G. ALVARADO, Y. TORRES, AND M. PEREZ ESCALANTE (2010). Amenaza sísmica en América Central, Benito Oterino, M. B., and Y. Torres Fernández (Editors), Entimema, Madrid, Spain, 371 pp. (in Spanish).
- BENITO, B., C. LINDHOLM, E. CAMACHO, Á. CLIMENT, G. MARROQUÍN, E. MOLINA, W. ROJAS, E. TALAVERA, J. J. ESCOBAR, G. ALVARADO AND Y. TORRES (2011). A New Evaluation of Seismic Hazard for the Central America Region. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 102, No. 2, pp. Next publication Abril 2012.
- BENITO, B. AND M<sup>a</sup> E. JIMÉNEZ (1999): Peligrosidad Sísmica. E.U.I.T de Topografía (UPM).
- BOORE, D.M., ATKINSON, G.M. (2011). NGA ground motion model. *Earthq Spectra* 24:99–138.
- BOORE, D.M., JOYNER, W.B. AND FUMAL, T.E. (1993). "Estimation of Response Spectra and Peak Accelerations from Western North Ameican Earthquakes: An Interim Report", Open-File Report 93-509, United States Geological Survey, Denver, U.S.A.
- BORCHERDT, R.D, EERI, M. (1994): Estimates of Site-Response Spectra for Design (Methodology and Justification). *Earthquake Spectra*, 10, p. 617-653.

BORCHERDT, R.D, FEMAL, T.E. (1994): Empirical Evidence from the Northridge Earthquake for Site-Specific Amplification Factors used in us building codes.12WCEE 2000.

BOZZONI, F., M. CORIGLIANO, G. LAI, W SALAZAR, L. SCANDELLA, E. ZUCCOLO, J. LATCHMAN, L. LYNCH AND R. ROBERTSON: Probabilistic Seismic Hazard Assessment al the Eastern Caribbean Islands. *Bolletín of the Seismological Society of America*, Vol 101, No. 5, pp 2499-2521, October 2011.

CALAIS, E., Y. MAZABRAUD, B. MERCIER DE LÉPINAY, P. MANN, G. MATTIOLI, P. JANSMA (2002). Strain partitioning and fault slip rates in the northeastern Caribbean from GPS measurements. *Geophys. Res. Lett.* Vol. 29, nº 18, 1856.

CALAIS, E., A.FREED, G. MATTIOLI, F. AMELUNG, S. JÓNSSON, P. JANSMA, S. HONG, T. DIXON, C. PRÉPETIT AND R. MOMPLAISIR, (2010). Transpressional rupture of an unmapped fault during the 2010 Haiti earthquake, *Nature Geosciences*, 3, 794-799.

CASE, J. E. y T. L. HOLCOMBE (1980): Geologic-tectonic Map of the Caribbean Region, United States Geological Survey, Misc. Invest. Map, I-1100, escala 1:2.500.000.

CAVALLO, E. A., POWELL, A., AND BECERRA, O., 2010. Estimating the Direct Economic Damage of the Earthquake in Haiti, IDB Working Paper Series No. IBD-WP-163, Inter-American Development Bank, Washington, D.C.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J.: Dynamics of structures. McGraw Hill, 1975.

COBURN, A. y SPENCE, R., 1992.: Site selection and seismic hazard assessment. *Earthquake Protection*, pp 187-213.

CORNELL, C. A. (1968): Engineering Seismic Risk Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, nº 5, pp. 1583-1606.

COPPERSMITH, K. J. y R. R. YOUNGS (1986): Capturing uncertainty in probabilistic seismic hazard assessment within intraplate tectonic environments. *Proc. Of the third US National Conference on Earthquake Engineering*, Charleston, vol. 1, pp. 301-312.

David Dowrick. Earthquake resistant design and risk reduction, 2<sup>nd</sup> edition, England.

- DEMETS, C., R.G., GORDON, D.F., ARGUS, S., STEIN, (1994) :Effect of recent revisions of the geomagnetic reversal timescale on estimates of current plate motions. *Geophysical Research Letters*, 21: 2191-2194
- DEMETS, C., G. MATTIOLI, P. JANSMA, R. ROGERS, C. TENORIOy H. TUNER(2007):Present motion and Deformation of the Carribean plate: Constraints from new Amenaza sísmica en América Central 282 14381 Amenaza (13).qxp 21/12/09 12:45 Página 282 GPS geodetic measurements from Honduras and Nicaragua. *Bulletin of the Seismo-logical Society of America*, special paper 428, pp. 21-36.
- DOBRY, R et al.: New Site coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Codes Provisions. ). *Earthquake Spectra*, volume 16, No 1, February 2000.
- DOLAN, J. F., P., MANN, (Eds.) (1998). Active Strike-Slip and Collisional Tectonics of the Northern Caribbean Plate Boundary Zone. *Geological Society of America. Special Paper*, 326: 1-17.
- EN 1998-1:2004 (E): Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1(General Rules, seismic actions and rules for buildings), 2004.
- EPRI (1986): QHAZARD: Seismic Hazard methodology for the eastern and central United States, vol. 1-3. Palo Alto, California.
- FRANKEL, A., S. HARMSSEN, C. MUELLER, E. CALAIS AND J. HAASE (2011): Seismic Hazard Maps for Haiti. *Earthquake Spectra*, vol 27, S23-S24 pp.
- GARCIA-MAYODORMO J. Y A. SUAREZ (1999): Sismicidad y peligrosidad sísmica de la República Dominicana. UPM. Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno.
- GARCIA, R. (2011): Evaluación de la amenaza sísmica en Haití. Proyecto fin de carrera. ETSI en Topografía Geodesia y Cartografía. Julio 2011.
- GARDNER J.K AND L. KNOPOFF (1974): Is the Sequence of earthquakes in southern California, with aftershocks removed, poissonian? *Bulletin of the Seismological Society of America*. October 1974.
- GRANJA, J.L. (2008): Geodinámica del borde Sur de las Antillas Mayores oriental. Universidad Complutense de Madrid (UCM). Facultad de Ciencias Geológicas. Departamento de Geodinámica.

GUTENBERG, B., RICHTER, C.F. (1942). Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 32, No. 3, pp.163-191.

HAYS, W.W., 1980. Procedures for estimating earthquakes ground motions. U.S. Geological. Survey.

Professional paper 1114, 77 pp.

HAYES, G. P., R. W. BRIGGS, A. SLADEN, E. J. FIELDING, C. PRENTICE, K. HUDNUT, P. MANN, F. W. TAYLOR, A. J. CRONE, R. GOLD, T. ITO AND M. SIMONS, (2010).

Complex rupture during the 12 January 2010 Haiti earthquake, Nature Geosciences, 3, 800-805.

HIROSHI AKIYAMA. *Metodología de proyecto sismoresistente de edificios basada en el balance energético*. Traduction by Dr. Shintaro Okazaki from the 1999 first japanese publication by Gihodo Shupan Co., Ltd., and adapted to Spanish by Dr. Amadeo Benavent Climent. Barcelona : Editorial Reverte, S.A., 2003. isbn : 84-291-2012-2.

HOUSNER, G.W., 1961. Vibration of structures induced by seismic waves. Part 1: Earthquakes. C.M.

Harris, C.E. Crede (eds), Shock and vibration Handbook, Vol 3. Engineering design and environmental conditions. McGraw-Hill Book Comp., New York, 50. 1-50.32.

IBC 2006: International Building Code, International Construction Code, inc. 2004, USA.

IDRISS, I.M. (1991). Response of soil sites during earthquakes, *proceedings of the symposium to honor Profesor H.B. Seed*, Berkeley, May, 1990.

IDRISS, I.M. (1991). Earthquakes ground motions at soft soil sites, *proceeding of the second international conferences on recent advances in Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, St Louis, MO III 2265-2273.

JENNINGS, P.C., 1983. Engineering seismology in earthquakes: observation, theory and interpretation, North Holland Publ. Comp, Amsterdam, pp 138-173.

JONGMANS, D.; PITILAKIS, K.; DEMANET, D.; RAPTAKIS, D.; RIELP, J.; HORRENT, C.; TSOKAS, G.; LONTZETIDIS, K. y BARD, P.Y., 1998. EURO-SEISTEST: Determination of the Geological Structure of the Volvi Basin and Validation of the Basin Response. BSSA, Vol 88, No 2, pp 473-487.

- KANAMORI, H., HANKS, T. C. (1979): Seismology Laboratory, California of Technology, Pasadena, California 91125.
- KANNO T, NARITA A, MORIKAWA N, FUJIRAWA H, FUKUSHIMA Y (2006) Bull Seismol Soc Am 96:879–897.
- KELLEHER, J., L., SYKES, Y J., OLIVER, (1973). Possible criteria for predicting earthquake locations and their application for major plate boundaries of the Pacific and the Caribbean, Journal of Geophysical Research 78, 2547–2585.
- KRAMER, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall.
- LIN P-S, LEE C-T (2008). Ground-motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes in northeastern Taiwan. Bull Seismol Soc Am 98:220–240.
- MANAKER, M., E. CALAIS, A. M. FREED, S. T. ALI, P. PRZYBYLSKI, G. MATTIOLI, JANSMA, C PREPETIT Y J. B. DE CHABALIER, (2008). Interseismic Plate coupling and strain partitioning in the Northeastern Caribbean, Geophysical Journal International, 174, 889–903.
- MANN, P., (1999). Caribbean Sedimentary Basins: Classification and Tectonic Setting from Jurassic to Present. En Hsü, K. J., (Series Ed.). Sedimentary Basins of the World, 4. Caribbean Basins. Mann, P. (Ed.), Elsevier Science, N. Y. 4: 3-31.
- MANN P., E. CALAIS, J.-C. RUEGG, C. DEMETS, P. E. JANSMA Y G. S. MATTIOLI (2002). Oblique collision in the northeastern Caribbean from GPS measurements and geological observations, Tectonics, VOL. 21, NO. 6, 1057, doi: 10.1029/2001TC001304, 2002.
- MANN, P., HIPPOLYTE, J-C., GRINDLAY, N., ABRAMS, L. J., 2005. Neotectonics of southern Puerto Rico and offshore margin, in Mann, P. (Ed.), Active tectonics and Seismic Hazards of Puerto Rico, the Virgin Islands, and offshore areas. Geol. Soc. Am., Special Paper, 385: 173-214.
- MCCANN, W.R. (2006): in Caribbean Tsunami Hazard (eds Aurelio, M. & Philip, L.) 43-65 World Scientific.
- MCGUIRE R. K., y K. M. SHEDLOCK (1981): Statistical Uncertainties in Seismic Hazard Evaluations in the United States. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 71, pp. 1287-1308.
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., Anderson, D.L.: Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the

National Building Code of Canada, doi: 10.1139/L02-111, Can. J. Civ. Eng. **30**: 308–327 (2003), NCR, CANADA.

MIDORIKAWA, M. et al.: Performance-Based Seismic Design Code for Buildings in Japan, Building Research Institute, 1 Tachihara, Tsukuba, Ibaraki, 305-0802, Japan.

MTPTC, (2011). Règles de calcul intérimaires pour les bâtiments en Haïti, Ministère des Travaux Publics, Transports et Communications, Février 2011, Haïti.

NBCC 2005: National Building Code of Canada, vol1, National Research Council of Canada 2005.

NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente de España. BOE num.244, Viernes 11 Octubre 2002.

NEHRP, 1997. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, FEMA 302:

Part 1 (Provisions) and , FEMA 303:Part 2 (Commentary).

NEHRP, 2003. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, FEMA 450, May, Part 1 (Provisions) and Part 2 (Commentary).

NEHRP, 2009. Recommended Provisions for Seismic Regulations for new Buildings and Other Structures, FEMA P-750, February, Part 1 (Provisions) and Part 2 (Commentary).

NEWMARK, N.M. y HALL, W.J., 1969. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. *Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, V B-4, pp 37-50.

PAULAY, T., PRIESTLEY, M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 1992, USA.

PÉREZ-ESTAÚN, A., P. P., HERNÁIZ HUERTA, E., LOPERA, M., JOUBERT, GRUPO SYSMIN (J., ESCUDER-VIRUETE, A., DIAZ DE NEIRA, J., MONTHEL, J., GARCÍA-SENZ, P., UBRIEN, P., CONTRERAS, E., BERNÁRDEZ, G., STEIN, I., DESCHAMPS, J. L., GARCÍA-LOBÓN, C. AYALA,) 2007. Geología de la República Dominicana: de la construcción de arco-isla a la colisión arco-continente. *Boletín Geológico y Minero*, 188(2):157-174.

PRENTICE, C. S., P. MANN, A. J. CRONE, R. D. GOLD, K. W. HUDNUT, R. W. BRIGGS, R. D. KOEHLER Y P. JEAN, (2010). Seismic hazard of the Enriquillo–Plantain Garden fault in Haiti inferred from palaeoseismology, *Nature Geosciences*, 3, 789-793.

PRIESTLEY, M. J. N.: Performance Based Seismic Design, University of California, San Diego, 12CEE2000.



R-001 (2011): Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras de República Dominicana. Decreto No. 201-11. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.

ROSENCRANTZ, E., ROSS, M. I., SCLATER, J. G., 1988. Age and Spreading History of The Cayman Trough As Determined From Depth, Heat Flow And Magnetic Anomalies. *Journal of Geophysical Research*, 93: 2141-2157

SEAOC Blue Book. Recommended lateral force requirements and commentary, Structural Engineers Association of California (SEAOC), CA, 1999.

SCHERER, J., (1912). Great earthquakes in the island of Haiti, *Bull. Seism. Soc. of Am.* 2, 161–180.

SCHMIDT, V. (2010). Avances para estudios del riesgo sísmico a escala regional y local: aplicación a América Central y a la Bahía de Cádiz (Sur de España). Tesis de Doctorado, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España, 307 pp.

STEWART, J.P, LIU, A.H.: Ground Motion Amplification as a Function of Surface Geology, SMIP2000 Seminar Proceedings, University of California, Los Angeles.

STEPP, J. C., (1973). Analysis of completeness of the earthquake sample in the Puget Sound area. En Harding, S. T., editor, *Contributions to seismic zoning: U.S. National Oceanic and Atmospheric Administration Technical Report ERL 267- ESL 30*, Washington, DC, pp. 16-28.

Ten Brink, U., Lin, J., 2004. Stress interaction between subduction earthquakes and forearc strike-slip faults: Modeling and application to the northern Caribbean plate boundary. *J. Geophys. Res.*, 109, B12310, doi:10.1029/2004JB003031.

Ten Brink, U. S., 2005. Vertical motions in the Puerto Rico trench and Puerto Rico and their cause. *J. Geophys. Res.*, 100, B06404, doi:10.1029/2004JB003459.

TORRES, Y., B. BENITO Y D. BELIZAIRE (2011): SISMO-HAITI. Proyecto de cooperación para el cálculo de la peligrosidad y el riesgo sísmico en Haití. Granada, Mayo 2011.

WEBER, J. C., DIXON, T. H., DEMETS, C., AMBEH, W. JANSMA, P., MATTIOLI, G., SALEH, J., SELLA, G., BILHAM, R., PEREZ, O., 2001. GPS estimate of relative motion between the Caribbean and South American plates, and geologic implications for Trinidad and Venezuela. *Geology*. 29 (1): 75-78.

YOUNGS, R. R., CHIOU, S. J., SILVA, W. J. & HUMPHREY, J. R., 1997. Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes, *Seism. Res. Lett.*, vol. 68, No. 1, pp. 58-73.

ZHAO, J. X., J. ZHANG, A. ASANO, Y. OHNO, T. OOUCHI, T. TAKAHASHI, H. OGAWA, K. IRIKURA, H. K. THIO y P. G. SOMERVILLE (2006): Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96,

## ANEXOS

### ANEXO 1

#### GLOSARIO

1. ***Aceleración espectral***: es la aceleración máxima de respuesta de un oscilador libre de un grado de libertad, ante un movimiento de entrada en su base en función del periodo  $T$  del oscilador.
2. ***Aceleración pico del suelo (PGA)***: valor máximo que toma la aceleración en el acelerograma. Normalmente se considera que la PGA es la aceleración espectral de periodo cero.
3. ***CDF (Cumulative Distribution Function)***: la distribución de la probabilidad de una variable aleatoria, que es una función que asigna a cada suceso definido por la variable aleatoria la probabilidad de que dicho suceso ocurra.
4. ***Espectro de respuesta elástico***: es una curva que representa la aceleración máxima de osciladores libres de periodo natural  $T$  en respuesta a una excitación sísmica producida en su base en función del periodo del oscilador  $T$ . El espectro de respuesta se utiliza en el diseño de estructuras.
5. ***Falla***: zona de fractura que materializa el contacto entre dos partes de una roca, o terreno general, que han experimentado desplazamiento una respecto de la otra. Si la falla ha experimentado desplazamientos en tiempos recientes, se dice que la falla es activa.
6. ***Forma espectral normalizada***: \_curva sintética compuesta por varios tramos que, multiplicada por factores de suelo, de importancia de estructura, etc., proporciona el espectro de respuesta especificado en diferentes normativas o códigos sismorresistentes.
7. ***Gal***: unidad de aceleración equivalente a  $1 \text{ cm/s}^2$ .  $1g=9,81 \text{ gales}= 9,81 \text{ cm/s}^2$
8. ***Intensidad macrosísmica***: parámetro de tamaño del terremoto basado en sus efectos sobre estructuras y el terreno.
9. ***Ley de Gutenberg-Richter***: es una relación exponencial entre el número de terremotos  $N$  que superan una magnitud dada  $M$  y esa magnitud, de la forma  $\log N = a - b M$ . Los coeficientes  $a$  y  $b$  se determinan mediante ajuste por regresión de los datos.
10. ***Magnitud deducida a partir de datos macrosísmicos (MM)***: magnitud calculada mediante relaciones empíricas entre distintas escalas de magnitud instrumental y parámetros macrosísmicos.

- 11. Magnitud deducida a partir de datos de intensidad ( $M_i$ ):** magnitud estimada usando relaciones empíricas basadas en el diámetro de la isosista de intensidad VIII.
- 12. Magnitud de ondas internas ( $m_b$ ):** parámetro de tamaño del terremoto deducido a partir de la amplitud y del periodo de ondas internas.
- 13. Magnitud de ondas superficiales ( $M_S$ ):** parámetro de tamaño del terremoto deducido a partir de la amplitud y del periodo de ondas superficiales.
- 14. Magnitud momento ( $M_W$ ):** parámetro de tamaño del terremoto derivado del momento sísmico escalar que se define como el producto de la superficie de ruptura en el plano de falla, el desplazamiento neto en la falla o dislocación y el coeficiente de rigidez. Es el parámetro de tamaño que mejor correlaciona con la energía liberada por el terremoto.
- 15. Modelo del movimiento fuerte del suelo:** es una expresión matemática que da el valor del parámetro del movimiento en un emplazamiento dado en función de su distancia a la fuente y de la magnitud del sismo y, frecuentemente, en función de otras variables como el tipo de suelo, el mecanismo focal, etc. También se denomina ley de atenuación y ecuación de predicción del movimiento. Frecuentemente se considera que el logaritmo del parámetro del movimiento predicho con el modelo del movimiento sigue una distribución normal.
- 16. Modelo del terremoto característico:** modelo de ocurrencia de terremotos donde se asume que las fallas liberan la energía sísmica fundamentalmente a través de un terremoto de tamaño máximo o característico, y no siguen estrictamente una ley de Gutenberg-Richter.
- 17. Parámetro alfa ( $\alpha$ ):** parámetro de sismicidad relacionado con el número acumulado de terremotos ocurridos en un área dada, derivado de la ley de Gutenberg-Richter, según la fórmula  $\alpha = a * \ln(10)$ .
- 18. Parámetro beta ( $\beta$ ):** parámetro de sismicidad relacionado con la proporción entre terremotos de magnitud grande y magnitud pequeña ocurridos en un área dada. Se deriva a partir de ley de Gutenberg-Richter, según la fórmula  $\beta = b * \ln(10)$ .
- 19. Parámetro epsilon ( $\xi$ ):** es un número entero que representa el número de desviaciones estándar utilizadas para calcular el valor del parámetro del movimiento por medio de un modelo del movimiento fuerte del suelo.
- 20. PDF (Portability Density Function):** la función de densidad de probabilidad de una variable aleatoria continua es una función que describe la densidad

de la probabilidad en cada punto del espacio, de tal manera que la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor dentro de un determinado conjunto sea la integral de la función de densidad sobre dicho punto.

- 21. *Periodo de recurrencia:*** número medio de años que transcurren desde la ocurrencia de un terremoto de magnitud determinada hasta la ocurrencia del siguiente.
- 22. *Periodo de retorno:*** es la inversa de la probabilidad de excedencia del movimiento del suelo.
- 23. *Rep:*** distancia epicentral, distancia del epicentro (proyección del foco en superficie en dirección radial) al punto de registro.
- 24. *Rhip:*** distancia hipocentral, distancia del foco o hipocentro al punto de registro.
- 25. *Rrup:*** la distancia de ruptura es la distancia más corta a la superficie de ruptura.
- 26. *Tasa anual de ocurrencia de terremotos ( $v_0$ ):*** número de terremotos de magnitud igual o superior a una magnitud umbral (por debajo de la cual la influencia de los sismos en la peligrosidad es despreciable) que ocurren anualmente en una zona dada.
- 27. *Zona sismogénica:*** zona extensa que representa la proyección en superficie de un volumen de litosfera con características sismotectónicas homogéneas. Se considera que la ocurrencia de un sismo en el interior de la zona es equiprobable en el espacio y en el tiempo.
- 28. *Zonificación:*** es una división del territorio en diferentes fuentes sismogénicas (zonas o fallas) de acuerdo con criterios sísmicos, tectónicos, geomorfológicos, etc.

## ANEXO 2

### CATÁLOGO SÍSMICO DE HAITÍ

Se presenta, a continuación, el catalogo superficial utilizado en el proyecto.

- **Catalogo superficial (h<50 km)**

Año	Mes	Día	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
2008	10	11	10	40	9	-65.015	19.195	6	10	LDG
1985	6	26	17	10	1	-64.577	18.889	6	46	NEIC
1771	10	4	21	0	0	-69.900	18.400	6	30	ASICTP
1818	11	20			0	-73.400	18.300	6	30	ASICTP
1881	6	17			0	-72.400	18.600	6	30	ASICTP
1923	3	15	6	3	12	-68.000	20.000	6	35	GUTE
1932	7	6	15	7	4	-74.000	19.000	6	35	GUTE
1935	9	15	4	1	35	-65.000	19.000	6	35	GUTE
1938	11	10	15	23	30	-74.000	20.750	6	35	GUTE
1939	3	7	22	10	33	-67.000	18.000	6	35	GUTE
1939	11	7	15	43	57	-72.500	18.000	6	35	GUTE
1939	12	24	18	53	57	-68.000	18.000	6	35	GUTE
1940	7	30	16	5	26	-75.250	19.250	6	35	GUTE
1942	3	9	10	19	46	-73.000	19.500	6	35	GUTE
1942	7	5	23	16	10	-70.000	19.500	6	50	GUTE
1943	8	8	0	38	43	-68.000	19.000	6	35	GUTE
1943	8	15	0	13	15	-68.250	19.000	6	35	GUTE
1966	11	3	16	24	33	-67.941	19.132	6	23.6	EHB
1994	3	1	3	38	29	-71.230	19.840	6	33	ISU Garcia_Mayordomo
1985	7	21	13	10	35	-67.973	19.045	6.1	35.3	Garcia_Mayordomo
1844	4	16			0	-66.000	18.500	6.1	50	RELACIS Garcia_Mayordomo
1875	12	8			0	-66.750	18.500	6.1	50	RELACIS Garcia_Mayordomo
1882	8	20	1	30	0	-68.800	18.700	6.1	30	ASICTP
1887	9	23			0	-74.200	19.500	6.1	30	ISU Garcia_Mayordomo
1965	9	6	4	59	42	-67.600	18.600	6.1	33	USCGS
2002	5	28	4	10	44	-68.068	19.258	6.1	10	ISC
1971	9	13	4	18	2	-69.731	17.931	6.1	48	NEIS

Año	Mes	Día	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
2007	2	4	20	56	59	-78.518	19.372	6.2	10	PDE
1988	11	3	19	42	18	-67.256	19.080	6.2	33	NEIC
1992	1	15	6	58	32	-70.618	18.017	6.2	10	NEIC
1976	2	19	14	0	1	-76.894	19.866	6.2	19.5	EHB
1980	11	12	5	50	20	-69.607	19.441	6.3	33	NEIS
1990	8	26	7	53	42	-77.874	19.592	6.3	10	NEI Garcia_Mayordomo
1783	2	11			0	-70.800	19.700	6.3	30	USGSSIG
1860	4	8			0	-73.200	18.600	6.3	30	BAKUN
1914	8	3	11	25	30	-76.500	18.500	6.3	35	GUTE
1932	6	6	11	49	55	-76.500	19.500	6.3	35	GUTE
1946	3	25	8	47	42	-74.750	19.750	6.3	35	GUTE
1991	3	26	12	34	58	-70.314	19.722	6.4	33	NEIC
1798	5	28			0	-72.300	18.800	6.4	33	IPGH
1919	9	6	9	29	49	-64.500	19.500	6.4	35	GUTE
1922	12	18	12	35	3	-67.000	19.000	6.4	35	GUTE
1923	11	3	8	37	46	-74.000	19.000	6.4	30	ISU Garcia_Mayordomo
1939	6	12	4	5	9	-66.000	20.500	6.4	35	GUTE
1945	1	22	7	47	48	-69.050	20.000	6.4	30	ISU Garcia_Mayordomo
1972	9	19	1	36	51	-70.247	19.471	6.4	10.6	EHB
1701	11	9			0	-72.500	18.500	6.6	10	BAKUN
1751	11	21			0	-72.000	18.500	6.6	30	BAKUN
1903	8	16				-72.000	20.000	6.6		IPGH
1910	5	11			0	-70.800	18.500	6.6	30	ASICTP
1920	2	10	22	7	15	-67.500	18.000	6.6	35	GUTE
1927	8	2	0	51	46	-64.500	19.000	6.6	35	GUTE
1957	3	1		28	0	-78.100	18.300	6.6	27	RELACIS Garcia_Mayordomo
2003	9	22	4	45	37	-70.491	19.835	6.6	10	LDG
1551	5	2			0	-75.950	19.850	6.7	30	ISU Garcia_Mayordomo
1678	2	11	9	30	0	-75.750	20.000	6.7	30	RELACIS Garcia_Mayordomo
1824	4	20	3	0	0	-65.000	18.500	6.7	50	RELACIS Garcia_Mayordomo
1830	4	14	11	30	0	-72.300	18.500	6.7	10	IPGH

Año	Mes	Día	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
1860	10	23			0	-67.500	18.500	6.7	33	IPGH
1916	11	30	13	18	0	-70.000	19.000	6.7	30	ISU Garcia_Mayordomo
1947	8	7	0	40	0	-75.200	19.750	6.7	50	Chuy y Alvarez, 1985
1992	5	25	16	55	4	-77.872	19.613	6.8	23.1	NEI Garcia_Mayordomo
1784	7	29			0	-72.280	19.780	6.8	33	IPGH
1915	10	11	19	33	12	-67.000	19.000	6.8	35	GUTE
1932	2	3	6	16	3	-75.850	19.770	6.8	25	EHB A
1962	4	20	5	47	58	-72.074	20.339	6.8	35	EHB A
1984	6	24	11	17	12	-69.338	17.984	6.9	16	NEIS
1902	2	17	0	31	0	-70.000	20.000	6.9		IPGH
1911	10	6	10	12	12	-70.500	19.000	6.9	30	ISU Garcia_Mayordomo
1953	5	31	19	58	39	-70.400	19.400	6.9	33	ISS
1956	7	9	9	56	13	-72.994	19.737	6.9	43.9	EHB A
1962	1	8	1	0	23	-70.400	18.400	6.9	32	ISU Garcia_Mayordomo
1564	4	20				-71.500	19.500	7		USGSSIG
1917	7	27	1	1	18	-67.500	19.000	7	50	GUTE
1941	4	7	23	29	19	-78.591	17.265	7	15	EHB A
2004	11	21	11	40	51	-66.453	15.367	7	15	DUSS
2010	1	12	21	53	10	-72.532	18.457	7	13	NEIC
1562	12	2			0	-70.700	19.430	7.1	30	ISU Garcia_Mayordomo
1761	11	21			0	-70.750	18.500	7.1	30	ISU Garcia_Mayordomo
1766	6	11	23	45	0	-75.750	20.000	7.1	30	RELACIS Garcia_Mayordomo
1852	8	20	8	36	0	-75.750	20.000	7.1	30	RELACIS Garcia_Mayordomo
1897	12	29			0	-71.200	20.100	7.1	50	ISU Garcia_Mayordomo
1907	1	14	15	27	0	-76.000	18.000	7.1	10	RELACIS Garcia_Mayordomo
1917	2	20	19	29	48	-78.500	19.500	7.2	0	G&R
1946	8	8	13	28	28	-69.400	19.600	7.3	20	ISU Garcia_Mayordomo



Año	Mes	Día	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
1751	10	18			0	-70.600	18.400	7.5	30	BAKUN
1770	6	3	19	50	0	-72.500	18.500	7.5	10	BAKUN
1943	7	29			0	-66.950	18.990	7.5	25	Garcia_Mayordomo
1946	8	4	17	51	4	-68.900	18.900	7.7	20	ISU Garcia_Mayordomo
2008	10	11	10	40	9	-65.015	19.195	6	10	LDG
1985	6	26	17	10	1	-64.577	18.889	6	46	NEIC
1771	10	4	21	0	0	-69.900	18.400	6	30	ASICTP
1818	11	20			0	-73.400	18.300	6	30	ASICTP
1881	6	17			0	-72.400	18.600	6	30	ASICTP
1923	3	15	6	3	12	-68.000	20.000	6	35	GUTE
1932	7	6	15	7	4	-74.000	19.000	6	35	GUTE
1935	9	15	4	1	35	-65.000	19.000	6	35	GUTE
1938	11	10	15	23	30	-74.000	20.750	6	35	GUTE
1939	3	7	22	10	33	-67.000	18.000	6	35	GUTE
1939	11	7	15	43	57	-72.500	18.000	6	35	GUTE
1939	12	24	18	53	57	-68.000	18.000	6	35	GUTE
1940	7	30	16	5	26	-75.250	19.250	6	35	GUTE
1942	3	9	10	19	46	-73.000	19.500	6	35	GUTE
1942	7	5	23	16	10	-70.000	19.500	6	50	GUTE
1943	8	8	0	38	43	-68.000	19.000	6	35	GUTE
1943	8	15	0	13	15	-68.250	19.000	6	35	GUTE
1966	11	3	16	24	33	-67.941	19.132	6	23.6	EHB
1994	3	1	3	38	29	-71.230	19.840	6	33	ISU Garcia_Mayordomo
1985	7	21	13	10	35	-67.973	19.045	6.1	35.3	Garcia_Mayordomo
1844	4	16			0	-66.000	18.500	6.1	50	RELACIS Garcia_Mayordomo
1875	12	8			0	-66.750	18.500	6.1	50	RELACIS Garcia_Mayordomo
1882	8	20	1	30	0	-68.800	18.700	6.1	30	ASICTP
1887	9	23			0	-74.200	19.500	6.1	30	ISU Garcia_Mayordomo
1965	9	6	4	59	42	-67.600	18.600	6.1	33	USCGS
2002	5	28	4	10	44	-68.068	19.258	6.1	10	ISC
1971	9	13	4	18	2	-69.731	17.931	6.1	48	NEIS
2007	2	4	20	56	59	-78.518	19.372	6.2	10	PDE

Año	Mes	Día	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
1988	11	3	19	42	18	-67.256	19.080	6.2	33	NEIC
1992	1	15	6	58	32	-70.618	18.017	6.2	10	NEIC
1976	2	19	14	0	1	-76.894	19.866	6.2	19.5	EHB
1980	11	12	5	50	20	-69.607	19.441	6.3	33	NEIS
1990	8	26	7	53	42	-77.874	19.592	6.3	10	NEI Garcia_Mayordomo
1783	2	11			0	-70.800	19.700	6.3	30	USGSSIG
1860	4	8			0	-73.200	18.600	6.3	30	BAKUN
1914	8	3	11	25	30	-76.500	18.500	6.3	35	GUTE
1932	6	6	11	49	55	-76.500	19.500	6.3	35	GUTE
1946	3	25	8	47	42	-74.750	19.750	6.3	35	GUTE
1991	3	26	12	34	58	-70.314	19.722	6.4	33	NEIC
1798	5	28			0	-72.300	18.800	6.4	33	IPGH
1919	9	6	9	29	49	-64.500	19.500	6.4	35	GUTE
1922	12	18	12	35	3	-67.000	19.000	6.4	35	GUTE
1923	11	3	8	37	46	-74.000	19.000	6.4	30	ISU Garcia_Mayordomo
1939	6	12	4	5	9	-66.000	20.500	6.4	35	GUTE
1945	1	22	7	47	48	-69.050	20.000	6.4	30	ISU Garcia_Mayordomo
1972	9	19	1	36	51	-70.247	19.471	6.4	10.6	EHB
1701	11	9			0	-72.500	18.500	6.6	10	BAKUN
1751	11	21			0	-72.000	18.500	6.6	30	BAKUN
1903	8	16				-72.000	20.000	6.6		IPGH
1910	5	11			0	-70.800	18.500	6.6	30	ASICTP
1920	2	10	22	7	15	-67.500	18.000	6.6	35	GUTE
1927	8	2	0	51	46	-64.500	19.000	6.6	35	GUTE
1957	3	1		28	0	-78.100	18.300	6.6	27	RELACIS Garcia_Mayordomo
2003	9	22	4	45	37	-70.491	19.835	6.6	10	LDG
1551	5	2			0	-75.950	19.850	6.7	30	ISU Garcia_Mayordomo
1678	2	11	9	30	0	-75.750	20.000	6.7	30	RELACIS Garcia_Mayordomo
1824	4	20	3	0	0	-65.000	18.500	6.7	50	RELACIS Garcia_Mayordomo
1830	4	14	11	30	0	-72.300	18.500	6.7	10	IPGH
1860	10	23			0	-67.500	18.500	6.7	33	IPGH

Año	Mes	Día	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
1916	11	30	13	18	0	-70.000	19.000	6.7	30	ISU Garcia_Mayordomo
1947	8	7	0	40	0	-75.200	19.750	6.7	50	Chuy y Alvarez, 1985
1992	5	25	16	55	4	-77.872	19.613	6.8	23.1	NEI Garcia_Mayordomo
1784	7	29			0	-72.280	19.780	6.8	33	IPGH
1915	10	11	19	33	12	-67.000	19.000	6.8	35	GUTE
1932	2	3	6	16	3	-75.850	19.770	6.8	25	EHB A
1962	4	20	5	47	58	-72.074	20.339	6.8	35	EHB A
1984	6	24	11	17	12	-69.338	17.984	6.9	16	NEIS
1902	2	17	0	31	0	-70.000	20.000	6.9		IPGH
1911	10	6	10	12	12	-70.500	19.000	6.9	30	ISU Garcia_Mayordomo
1953	5	31	19	58	39	-70.400	19.400	6.9	33	ISS
1956	7	9	9	56	13	-72.994	19.737	6.9	43.9	EHB A
1962	1	8	1	0	23	-70.400	18.400	6.9	32	ISU Garcia_Mayordomo
1564	4	20				-71.500	19.500	7		USGSSIG
1917	7	27	1	1	18	-67.500	19.000	7	50	GUTE
1941	4	7	23	29	19	-78.591	17.265	7	15	EHB A
2004	11	21	11	40	51	-66.453	15.367	7	15	DUSS
2010	1	12	21	53	10	-72.532	18.457	7	13	NEIC
1562	12	2			0	-70.700	19.430	7.1	30	ISU Garcia_Mayordomo
1761	11	21			0	-70.750	18.500	7.1	30	ISU Garcia_Mayordomo
1766	6	11	23	45	0	-75.750	20.000	7.1	30	RELACIS Garcia_Mayordomo
1852	8	20	8	36	0	-75.750	20.000	7.1	30	RELACIS Garcia_Mayordomo
1897	12	29			0	-71.200	20.100	7.1	50	ISU Garcia_Mayordomo
1907	1	14	15	27	0	-76.000	18.000	7.1	10	RELACIS Garcia_Mayordomo
1917	2	20	19	29	48	-78.500	19.500	7.2	0	G&R
1946	8	8	13	28	28	-69.400	19.600	7.3	20	ISU Garcia_Mayordomo
1751	10	18			0	-70.600	18.400	7.5	30	BAKUN

Año	Mes	Dia	Hora	Min	Seg	Longitud	Latitud	Mw	Prof	Autor
1770	6	3	19	50	0	-72.500	18.500	7.5	10	BAKUN
1943	7	29			0	-66.950	18.990	7.5	25	Garcia_Mayordomo
1946	8	4	17	51	4	-68.900	18.900	7.7	20	ISU Garcia_Mayordomo

## **ANEXO 3**

### **AGENCIAS Y PRIORIDADES**

Este anexo presentara, por orden de prioridad, las agencias que se han usado para elaborar el catalogo sísmico de Haití.

Ha sido importante de asignar prioridad a las agencias a causa de la fiabilidad de los resultados de una con respecto a otra. Esta asignación se ha hecho considerando varios aspectos: la posición de la agencia en cercanía con respecto a la zona de estudio, el número de estaciones que registran los terremotos, la forma de procesar los datos de un terremoto, de los datos que cogen de un sismo (propios o de otras agencias), de la internacionalidad de la agencia, etc.

Los acrónimos de las agencias utilizadas con su significado, el país pertenecido y su orden de prioridad establecido, son los siguientes:

1. EHB: Engdahl.
2. BAKUN: publicación
3. RSPR: Red Sismica de Puerto Rico. Puerto Rico.
4. UASD: Universidad Autónoma de Santo Domingo
5. NEIC: National Earthquake Information Center. USA Y NEIS: National Earthquake Information Service. NEIS. USA.
6. USGS: United State Geological Survey. USA.
7. ISU, NEI Y RELACIES GARCÍA MAYORDOMO/GARCIA MAYORDOMO/CHUY Y ALVAREZ: Cálculo de peligrosidad de Rep. Dominicana
8. HRVD: Department of Geological Sciences, Harvard University, Cambridge (Now GCMT). USA.
9. GCMT: Global Centroid Moment Tensor (Proyecto)
10. ISC/ISS: International Seismological Centre. United Kingdom.
11. CSEM: Centre Sismologique Euro-Mediterraneen. Francia.
12. LDG: Laboratoire de detection et de geophysique. Francia.
13. CADCG: Central America Data Centre. Costa Rica.
14. CASC: Central American Seismic Center. Universidad de Costa Rica, San Jose. Costa Rica.
15. IPGH: Instituto Panamericano de Geografia e Historia. Panamá.
16. PDE: Preliminary Data Earthquake (del NEIC o USGS)
17. TRN: Seismic Research Unit, University of the West Indies. Italia.
18. IASPEI: International Association for Seismology and Physics of the Earth Interior.
19. IDC: International Data Centre of the CTBTO Preparatory Commission.

20. EIDC: Experimental (GSETT3) International Data Center. Center for Monitoring Research. USA.
21. BJI: Institute of Geophysics, China Earthquake Administration. China
22. GUTE/G&R: Gutenberg-Richter (publicación)
23. SZGRF: Seismologisches Zentralobservatorium Grafenburg. Alemania.
24. SSNC: Servicio Sismológico Nacional de Cuba, Centro Nacional de Investigaciones Sismológica. Cuba
25. JSN: Jamaica Seismic Network, University of the West Indies – Mona. Jamaica.
26. NAO: Norwegian seismic Array (NORSAR). Norway.
27. HFS: Hagfors Observatory, The National Defence Research Institute. Sweden.
28. DUSS: Department of Geology, Faculty of Sciences, Damascus University. Siria.
29. MOS: Geophysical Institute-Russian Academy of Science, Obninsk. Rusia.

## ANEXO 4

### EXPRESIONES MATEMATICAS DETALLADAS

#### Funciones de densidad probabilidad y de distribución

- *Función de densidad de probabilidad en magnitud,  $f_M(m)$*

La función de densidad de probabilidad en magnitudes para la fuente  $i$ ,  $f_{Mi}(m)$ , se calcula directamente a partir de la ley de recurrencia en magnitudes. Para el caso de la ley de Gutenberg-Richter doblemente truncada, la expresión de  $f_{Mi}(m)$ , tiene la forma siguiente:

$$f_{Mi}(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-M_{min})}}{1 - e^{-\beta(M_{Max}-M_{min})}} \text{ con } M_{min} \leq m \leq M_{Max}$$

Donde:

$M_{min}, M_{Max}$ : magnitudes mínima y máxima asignadas a la fuente  $i$ .

De la fórmula de la distribución de probabilidad se deriva directamente la expresión para la tasa anual de ocurrencia de terremotos a magnitud mínima  $M_{min}$  en la fuente  $i$ :

$$v_i = e^{\alpha_i - \beta_i M_{min}}$$

Donde :

$\alpha_i, \beta_i$ : coeficientes de la relación Gutenberg-Richter para la fuente  $i$

La correspondiente CDF (del inglés Cumulative density function) tiene la expresión:

$$F = \frac{1 - e^{-\beta(m-M_{min})}}{1 - e^{-\beta(M_{Max}-M_{min})}}, \text{ con } M_{min} \leq m \leq M_{Max}$$

- *Función de densidad de probabilidad en distancia,  $f_R(r)$*

La amplitud del movimiento del suelo en el emplazamiento depende de la distancia desde la fuente donde se origina el sismo hasta el propio emplazamiento. En general, se desconoce el lugar concreto dentro de la zona sismogénica en el que va a ocurrir un sismo en el futuro. Por tanto, la estimación de la distancia fuente-emplazamiento debe realizarse recurriendo a planteamientos probabilistas.

Esto se realiza a través de la función de densidad en distancias  $f_R(r)$  ó  $PDF(r)$ . La manera de diseñar esta función es ésta: para cada distancia  $r$  se determina la fracción de área fuente  $Ar$  que se encuentra a esa distancia del emplazamiento con respecto al área fuente total. Con los pares  $(r, Ar)$  se crea la  $f_R(r)$ . Si integramos la función  $f_R(r)$  se puede obtener la función acumulativa de probabilidad en distancias  $F(r)$ , o  $CDF(r)$ .

Por lo general, la función de densidad de probabilidad en distancias  $f_R(r)$ , no tiene una expresión analítica y debe ser calculada numéricamente. Tres casos particulares para los cuales se conocen dichas expresiones analíticas son los siguientes:

Caso 1: Fuente puntual:

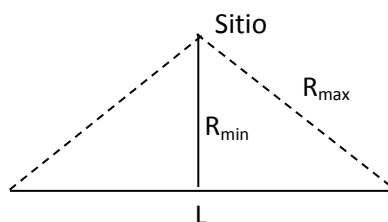
$$f_R(r) = 1 \quad \forall r$$

Caso 2: Fuente lineal de longitud  $L$ , cuyos extremos equidistan del sitio en el que se calcula la peligrosidad, siendo  $R_{\min}$  y  $R_{\max}$  las distancias fuente-emplazamiento mínima y máxima, respectivamente:

$$PDF : f_R(r) = \frac{2r}{L\sqrt{r^2 - R_{\min}^2}}$$

con  $R_{\min} < r \leq \sqrt{R_{\min}^2 + \frac{L^2}{4}}$

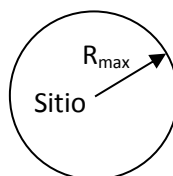
$$CDF : F(r) = \frac{2\sqrt{r^2 - R_{\min}^2}}{L}$$



Caso 3: Fuente circular de radio  $R_{\max}$  centrada en el punto donde se calcula la peligrosidad:

$$PDF : f_R(r) = \frac{2r}{R_{\max}^2} \quad \text{con } 0 \leq r \leq R_{\max}$$

$$CDF : F(r) = \frac{r^2}{R_{\max}^2}$$





- Probabilidad de excedencia condicionada  $P(y > Y|m, r, \varepsilon)$  y función de densidad de probabilidad estándar de épsilon,  $f_\varepsilon(\varepsilon)$

En el cálculo de la peligrosidad, se considera que el término de probabilidad de excedencia del movimiento del suelo  $Y$  condicionada a  $m, r$  y  $\varepsilon$ ,  $P(y > Y|m, r, \varepsilon)$  sigue una distribución normal de media  $\overline{\ln y}$  y desviación típica  $\sigma_{\ln y}$  (Budnitz et al., 1997), es decir (Fig. 2.2.7):

$$P[y > Y | M, R, \varepsilon] = \frac{1}{\sigma_{\ln y} \sqrt{2\pi}} \int_{\ln Y}^{+\infty} \exp\left(-\frac{(\ln y - \overline{\ln y})^2}{2\sigma_{\ln y}^2}\right) d(\ln y)$$

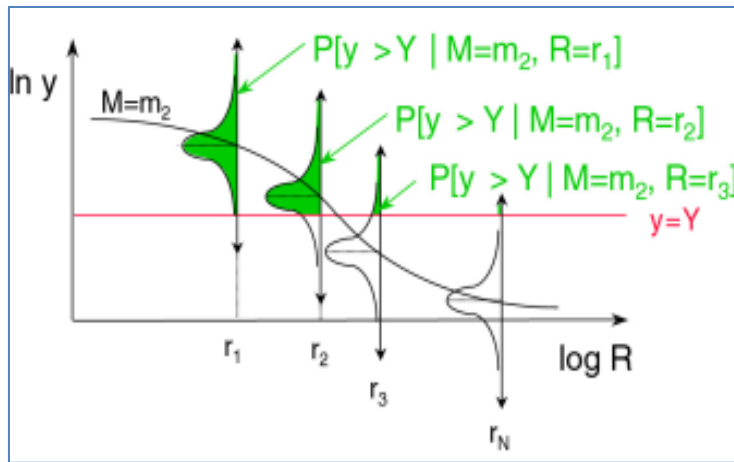


Fig.2.2.7.- Curva de atenuación del movimiento ( $\ln y$ ) para un valor de magnitud  $M= m_2$  a diferentes distancias

Una manera alternativa de presentar las anteriores ecuaciones es haciendo el cambio de variable:

$$\varepsilon = \frac{\ln Y - \Psi(r, m, \dots)}{\sigma_{\ln y}}$$

De esa manera, la función de distribución de probabilidad condicionada  $P[y > Y|m, r, \varepsilon]$  pasa a ser:

$$P[\varepsilon > \varepsilon_Y|m, r]$$

Donde  $\varepsilon_Y$  es el valor del parámetro epsilon a partir del cual se produce excedencia del movimiento objeto, es decir:

$$\varepsilon < \varepsilon_Y \Rightarrow P[y > Y]$$

Es decir, se puede realizar la siguiente equivalencia (Fig.2.2.-8):

$$P[y > Y|m, r, \varepsilon] \Leftrightarrow P[\varepsilon > \varepsilon_Y|m, r]$$

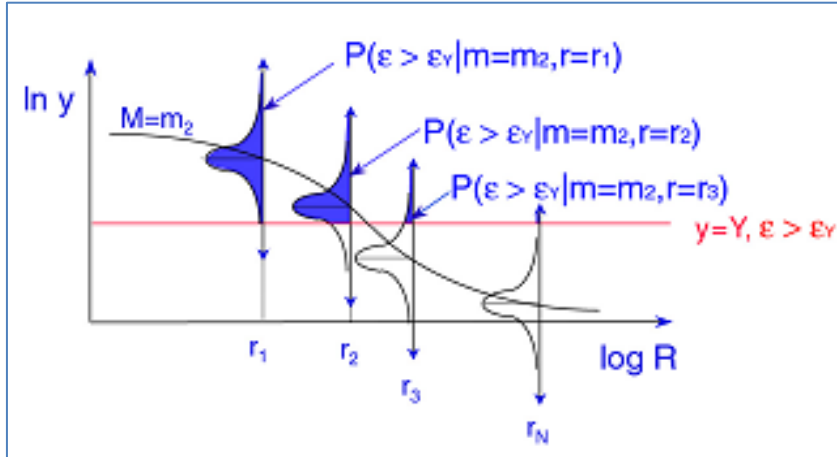


Fig.2.2-8.- Curva de atenuación del movimiento ( $\ln y$ ) con la distancia fuente-sitio para sismos de magnitud  $M = m_2$ . Las zonas coloreadas representan ahora la probabilidad de excedencia de un valor dado del parámetro epsilon ( $\varepsilon_Y$ ) equivalente a la excedencia del valor  $Y$  de movimiento del suelo

Tras el cambio a la variable epsilon, la función de distribución de probabilidad  $P[\varepsilon > \varepsilon_Y|m, r]$  sigue una distribución normal estándar:

$$F(\varepsilon) = \int_{-\infty}^{\varepsilon} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt$$

La correspondiente PDF será pues:

$$f_{\varepsilon}(\varepsilon) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{\varepsilon^2}{2}\right)$$

## Leyes de atenuación

### ➤ *Modelo de atenuación de Zhao et al. (2006) superficial y profundo*

El modelo de atenuación de Zhao se ha desarrollado en Japón. Este modelo se basa en una base de datos de terremotos principales hasta el año 2003.

La clasificación de los tipos de suelo en las estaciones se ha hecho de acuerdo a la última norma sismorresistente del diseño japonés.

#### ✓ *Fuentes superficiales corticales*

La forma sencilla de la función de atenuación es la siguiente:

$$\log_e(y_{i,j}) = aM_{wi} + bx_{i,j} - \log_e(r_{i,j}) + e(h - h_c)\delta_h + S_R + S_I + S_S + S_{sl} \log_e(x_{i,j}) + C_K + \xi_{i,j} + \eta_{ij}$$

Donde:

$$r_{i,j} = x_{i,j} + c \exp(dM_{wi})$$

$i$  = número de evento

$j$  = número de registro del evento  $i$

$h$  = es la profundidad focal en kilómetros (profundidad tiene un tope de 125 km)

$h_c$  = es una constante de profundidad

$\delta_h$  = variable ficticia.  $\delta_h = 0$ , Si  $h < h_c$  y  $\delta_h = 1$  para  $h \geq h_c$

$\xi_{i,j}$  y  $\eta_i = 0$

$Y$  = PGA o la aceleración espectral ( $cm/s^2$ ) para el periodo  $T$

$M_W$  = magnitud momentos

$x$  = distancia de la fuente en kilómetros

$C_k$  = término de tipo de suelo.

$\eta_{ij}$  = variable aleatorio dentro un evento (un error que representa la variabilidad del valor media predicho para una estación particular en un evento dado) con una media 0 y una desviación típica  $\sigma$ .

$S_I$  = parámetro de tipo de fuente tectónica, se aplica a los eventos de la interfaz y es 0 para todos los demás de tipo de eventos

$S_S$  = se aplica a los eventos de subducción solamente y es cero para todos los eventos de otro tipo.

$S_{SL}$  = parámetro para tomar en cuenta compleja ruta de viaje de la onda sísmica para los eventos

Los valores de los parámetros se presentan en las tablas siguientes.

**Tabla A4-1.- de coeficientes para los modelos de atenuación**

Period (sec)	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>S<sub>R</sub></i>	<i>S<sub>I</sub></i>	<i>S<sub>S</sub></i>	<i>S<sub>SL</sub></i>
PGA	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0.000	2.607	-0.528
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.060	0.01463	0.251	0.000	2.764	-0.551
0.10	1.118	-0.00787	0.0090	1.083	0.01423	0.240	0.000	2.156	-0.420
0.15	1.134	-0.00722	0.0100	1.053	0.01509	0.251	0.000	2.161	-0.431
0.20	1.147	-0.00659	0.0120	1.014	0.01462	0.260	0.000	1.901	-0.372
0.25	1.149	-0.00590	0.0140	0.966	0.01459	0.269	0.000	1.814	-0.360
0.30	1.163	-0.00520	0.0150	0.934	0.01458	0.259	0.000	2.181	-0.450
0.40	1.200	-0.00422	0.0100	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.250	-0.00338	0.0060	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554
0.60	1.293	-0.00282	0.0030	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.220	-0.146	2.654	-0.572
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.480	-0.540
0.90	1.433	-0.00232	0.0020	1.109	0.00972	0.220	-0.206	2.332	-0.522
1.00	1.479	-0.00220	0.0020	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509
1.25	1.551	-0.00207	0.0020	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469
1.50	1.621	-0.00224	0.0020	1.091	0.00928	0.248	-0.306	1.589	-0.379
2.00	1.694	-0.00201	0.0025	1.055	0.00833	0.263	-0.321	0.966	-0.248
2.50	1.748	-0.00187	0.0028	1.052	0.00776	0.262	-0.337	0.789	-0.221
3.00	1.759	-0.00147	0.0032	1.025	0.00644	0.307	-0.331	1.037	-0.263
4.00	1.826	-0.00195	0.0040	1.044	0.00590	0.353	-0.390	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.0050	1.065	0.00510	0.248	-0.498	0.225	-0.120

**Tabla A4-2.- de coeficientes de predicción de error**

Period (sec)	<i>C<sub>H</sub></i>	<i>C<sub>1</sub></i>	<i>C<sub>2</sub></i>	<i>C<sub>3</sub></i>	<i>C<sub>4</sub></i>	<i>σ</i>	<i>τ</i>	<i>σ<sub>T</sub></i>
PGA	0.293	1.111	1.344	1.355	1.420	0.604	0.398	0.723
0.05	0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	0.640	0.444	0.779
0.10	1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	0.694	0.490	0.849
0.15	1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	0.702	0.460	0.839
0.20	1.280	1.669	2.085	2.001	2.030	0.692	0.423	0.811
0.25	1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	0.682	0.391	0.786
0.30	0.852	1.172	1.683	1.808	1.770	0.670	0.379	0.770
0.40	0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	0.659	0.390	0.766
0.50	-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.653	0.389	0.760
0.60	-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	0.653	0.401	0.766
0.70	-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	0.652	0.408	0.769
0.80	-1.609	-1.325	-0.928	-0.620	-0.246	0.647	0.418	0.770
0.90	-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	0.653	0.411	0.771
1.00	-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	0.657	0.410	0.775
1.25	-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	0.660	0.402	0.773
1.50	-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	0.664	0.408	0.779
2.00	-4.783	-4.410	-4.039	-3.871	-3.640	0.669	0.414	0.787
2.50	-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	0.671	0.411	0.786
3.00	-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	0.667	0.396	0.776
4.00	-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	0.647	0.382	0.751
5.00	-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	0.643	0.377	0.745

### ✓ Fuentes de subducción de intraplaca

Los coeficientes para el modelo de Zhao de subducción intraplaca son los mismos que para los superficiales. La diferencia entre un modelo y otro es la fórmula del modelo.

Esta expresión se define a continuación:

$$\log_e(y_{i,j}) = aM_{wi} + bx_{i,j} - \log_e(r_{i,j}) + e(h - h_c)\delta_h + S_R + S_I + S_S + S_{SL} \log_e(x_{i,j}) + C_K + \xi_{i,j} + \eta_i$$

Donde :

$\eta_i$  = variable aleatorio que represente el error entre los eventos (error que represente la variabilidad entre terremotos de mismo magnitud) con media 0 y desviación típica  $\tau$ . Los demás parámetros se definen en el caso anterior.

➤ **Modelo de atenuación de Kanno et al. (2006) superficial y profundo**

El modelo de atenuación está desarrollado con datos de terremotos en Japón. En el modelo, se usan dos parámetros: la magnitud momento ( $M_w$ ) y la distancia de la fuente (X).

Se presentan las siguientes ecuaciones para eventos corticales y profundos:

✓ *Fuentes superficiales cortical ( $D \leq 50$  Km)*

$$\log pre = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 \cdot 10^{e_1 M_w}) + c_1 + \varepsilon_1$$

✓ *Fuentes subducción intraplaca*

$$\log pre = a_2 M_w + b_2 X - \log(X) + c_2 + \varepsilon_2$$

Donde:

pre= movimiento predicho: PGA ( $cm/s^2$ ), PGV ( $cm/s^2$ ) o aceleración espectral para 5% de amortiguamiento

D=profundidad focal (Km)

$a_1, b_1, c_1, d_1, a_2, b_2$  y  $c_2$ : coeficientes de regresión

$e_1 = 0.5$

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$  : errores entre los valores observados y predichos.

Tabla A4-3.- coeficientes superficiales (izqda) y profunda (drcha)

Period	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$d_1$	$e_1$	Period	$a_2$	$b_2$	$c_2$	$e_2$
PGA	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37	PGA	0.41	-0.0039	1.56	0.40
5% Damped Acceleration Response Spectra (sec)						5% Damped Acceleration Response Spectra (sec)				
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37	0.05	0.39	-0.0040	1.76	0.42
0.06	0.54	-0.0037	0.57	0.0065	0.38	0.06	0.39	-0.0041	1.86	0.43
0.07	0.53	-0.0039	0.67	0.0066	0.38	0.07	0.38	-0.0042	1.96	0.45
0.08	0.52	-0.0040	0.75	0.0069	0.39	0.08	0.38	-0.0042	2.03	0.45
0.09	0.52	-0.0041	0.80	0.0071	0.40	0.09	0.38	-0.0043	2.08	0.46
0.10	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.40	0.10	0.38	-0.0043	2.12	0.46
0.11	0.50	-0.0040	0.96	0.0061	0.40	0.11	0.38	-0.0044	2.14	0.46
0.12	0.51	-0.0040	0.93	0.0062	0.40	0.12	0.38	-0.0044	2.14	0.46
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.40	0.13	0.38	-0.0044	2.13	0.46
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.0060	0.41	0.15	0.39	-0.0044	2.12	0.46
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41	0.17	0.40	-0.0043	2.08	0.45
0.20	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.40	0.20	0.40	-0.0042	2.02	0.44
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.40	0.22	0.40	-0.0041	1.99	0.43
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.40	0.25	0.41	-0.0040	1.88	0.42
0.30	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39	0.30	0.43	-0.0038	1.75	0.42
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.40	0.35	0.43	-0.0036	1.62	0.41
0.40	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.40	0.40	0.45	-0.0034	1.49	0.41
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.0030	0.41	0.45	0.46	-0.0032	1.33	0.41
0.50	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41	0.50	0.47	-0.0030	1.19	0.40
0.60	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41	0.60	0.49	-0.0028	0.95	0.40
0.70	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41	0.70	0.51	-0.0026	0.72	0.40
0.80	0.65	-0.0011	-0.54	0.0020	0.41	0.80	0.53	-0.0025	0.49	0.40
0.90	0.68	-0.0009	-0.80	0.0019	0.41	0.90	0.56	-0.0023	0.27	0.40
1.00	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41	1.00	0.57	-0.0022	0.08	0.41
1.10	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41	1.10	0.59	-0.0022	-0.08	0.41
1.20	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41	1.20	0.60	-0.0021	-0.24	0.41
1.30	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41	1.30	0.62	-0.0020	-0.40	0.41
1.50	0.77	-0.0005	-1.70	0.0017	0.40	1.50	0.64	-0.0020	-0.63	0.41
1.70	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39	1.70	0.66	-0.0018	-0.83	0.40
2.00	0.80	-0.0004	-2.08	0.0020	0.39	2.00	0.68	-0.0017	-1.12	0.40
2.20	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38	2.20	0.69	-0.0017	-1.27	0.40
2.50	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38	2.50	0.71	-0.0017	-1.48	0.39
3.00	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38	3.00	0.73	-0.0017	-1.72	0.39
3.50	0.90	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37	3.50	0.75	-0.0017	-1.97	0.38
4.00	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38	4.00	0.77	-0.0016	-2.22	0.37
4.50	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38	4.50	0.79	-0.0016	-2.45	0.36
5.00	0.92	-0.0004	-3.35	0.0030	0.38	5.00	0.82	-0.0017	-2.70	0.35
PGV	0.70	-0.0009	-1.93	0.0022	0.32	PGV	0.55	-0.0032	-0.57	0.36

➤ Modelo de atenuación de Boore and Atkinson (2011) superficial

Este modelo esta derivado del proyecto de atenuación de próximo generación (NGA) de “Pacific Earthquake Engineering Research Center”.

La ecuación del modelo de atenuación es la siguiente:

$$\ln Y = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T, \quad \sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$$

Donde:

$\sigma$  = incertidumbre aleatorio en eventos

$\tau$  = incertidumbre aleatorio entre eventos

$\varepsilon$  =numero de desviación estándar que un valor predicho de LnY esta lejos de la media

$R_{JB}$ =distancia Joyner-Boore (la distancia más cerca de la proyección de la superficie de falla)

✓ Función de distancia  $F_D(R_{JB}, M)$

$$F_D(R_{JB}, M) = [c_1 + c_2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + c_3(R - R_{ref}), \quad R \\ = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2}$$

Donde:  $c_1, c_2, c_3, M_{ref}, R_{ref}$  y  $h$  son coeficientes de los cuales  $M_{ref} = 4.5$  y  $R_{ref} = 1.0 \text{ Km}$ , salvo para pga4nl donde  $M_{ref} = 4.5$ .

✓ Función de magnitud  $F_M(M)$

$$M \leq M_h \Rightarrow F_M(M)$$

$$= e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2$$

$$M > M_h \Rightarrow F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_7(M - M_h)$$

Donde  $U, SS, NS$  y  $RS$  variables ficticias utilizadas para denotar tipo de fallo, no-especificada, desgarre, deslizamiento normal e inversa, respectivamente.  $M_h$ , coeficiente ligado al magnitud.

✓ Función de amplificación de sitio  $F_S(V_{S30}, R_{JB}, M)$

$$F_S = F_{LIN} + F_{NL}$$

Donde  $F_{LIN}$  y  $F_{NL}$  son lineal y no lineal termino.

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln(V_{S30}/V_{ref})$$

Donde  $b_{lin}$  coeficiente dependiendo del periodo y  $V_{ref} = 760 \text{ m/s}$

$$F_{NL} = b_{lin} \ln(pga\_low/0.1) \text{ para } pga4nl \leq a_1 \text{ y } b_{lin} = b_1 \text{ para } V_{S30} \leq V_1$$

Donde:

$pga\_low=0.06g$ ,  $a_1 = 0.03g$  y pga4nl, el valor predicho de PGA (en g) para  $V_{ref} = 760 \text{ m/s}$

Se presentan las tablas de los coeficientes a continuación.

Tabla A4-4.-variables ficticios (izqda) y coeficiente de amplificación independientes del periodo (drcha)

Fault Type	U	SS	NS	RS	Coefficient	Value
Unspecified	1	0	0	0	$a_1$	0.03 g
Strike-slip	0	1	0	0	$pga_{low}$	0.06 g
Normal	0	0	1	0	$a_2$	0.09 g
Thrust/reverse	0	0	0	1	$V_1$	180 m/s
					$V_2$	300 m/s
					$V_{ref}$	760 m/s

Tabla A4-5.- Coeficientes de amplificación de sitio (izqda) y de distancia (drcha.)

Period	$b_{200}$	$b_1$	$b_2$	Period	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$h$
PGV	-0.600	-0.500	-0.06	PGV	-0.87370	0.10060	-0.00334	2.54
PGA	-0.360	-0.640	-0.14	PGA	-0.66050	0.11970	-0.01151	1.35
0.010	-0.360	-0.640	-0.14	0.010	-0.66220	0.12000	-0.01151	1.35
0.020	-0.340	-0.630	-0.12	0.020	-0.66600	0.12280	-0.01151	1.35
0.030	-0.330	-0.620	-0.11	0.030	-0.69010	0.12830	-0.01151	1.35
0.050	-0.290	-0.640	-0.11	0.050	-0.71700	0.13170	-0.01151	1.35
0.075	-0.230	-0.640	-0.11	0.075	-0.72050	0.12370	-0.01151	1.55
0.100	-0.250	-0.600	-0.13	0.100	-0.70810	0.11170	-0.01151	1.68
0.150	-0.280	-0.530	-0.18	0.150	-0.69610	0.09884	-0.01113	1.86
0.200	-0.310	-0.520	-0.19	0.200	-0.58300	0.04273	-0.00952	1.98
0.250	-0.390	-0.520	-0.16	0.250	-0.57260	0.02977	-0.00837	2.07
0.300	-0.440	-0.520	-0.14	0.300	-0.55430	0.01955	-0.00750	2.14
0.400	-0.500	-0.510	-0.10	0.400	-0.64430	0.04394	-0.00626	2.24
0.500	-0.600	-0.500	-0.06	0.500	-0.69140	0.06080	-0.00540	2.32
0.750	-0.690	-0.470	0.00	0.750	-0.74080	0.07518	-0.00409	2.46
1.000	-0.700	-0.440	0.00	1.000	-0.81830	0.10270	-0.00334	2.54
1.500	-0.720	-0.400	0.00	1.500	-0.83030	0.09793	-0.00255	2.66
2.000	-0.730	-0.380	0.00	2.000	-0.82850	0.09432	-0.00217	2.73
3.000	-0.740	-0.340	0.00	3.000	-0.78440	0.07282	-0.00191	2.83
4.000	-0.750	-0.310	0.00	4.000	-0.68540	0.03758	-0.00191	2.89
5.000	-0.750	-0.291	0.00	5.000	-0.50960	-0.02391	-0.00191	2.93
7.500	-0.692	-0.247	0.00	7.500	-0.37240	-0.06568	-0.00191	3.00
10.000	-0.650	-0.215	0.00	10.000	-0.09824	-0.13800	-0.00191	3.04

➤ **Modelo de atenuación de Lin and Lee (2008) subducción interplaca**

Este modelo de atenuación fue desarrollado para terremotos de zona de subducción en Taiwán.

El modelo de atenuación esta formulado de la manera siguiente:

$$\ln y = C_1 + C_2 M + C_2 \ln(R + C_4 e^{C_5 M}) + C_6 H + C_7 Z_t$$

Donde:



M= es el magnitud momento ( $M_w$ )

R: distancia hipocentral (Km)

H: profundidad focal

$Z_t$ : tipo de terremoto ( $Z_t = 0, interfase$  ;  $Z_t = 1, intraplaca$  )

Los valores de los coeficientes se presentan en las tablas (tabla 3.1-13 y 3.1-14).

Tabla A4-6.- coeficientes de atenuación en roca

Period	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	$C_6$	$C_7$	$\sigma_{w,y}$
PGA	-2.500	1.205	-1.905	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5268
0.01	-2.500	1.205	-1.895	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5218
0.02	-2.490	1.200	-1.880	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5189
0.03	-2.280	1.155	-1.875	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5235
0.04	-2.000	1.100	-1.860	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5352
0.05	-1.900	1.090	-1.855	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.537
0.06	-1.725	1.065	-1.840	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5544
0.09	-1.265	1.020	-1.815	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5818
0.10	-1.220	1.000	-1.795	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5806
0.12	-1.470	1.040	-1.770	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5748
0.15	-1.675	1.045	-1.730	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5817
0.17	-1.846	1.065	-1.710	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.5906
0.20	-2.170	1.085	-1.675	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.6059
0.24	-2.585	1.105	-1.630	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.6315
0.30	-3.615	1.215	-1.570	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.6656
0.36	-4.160	1.255	-1.535	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.701
0.40	-4.595	1.285	-1.500	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7105
0.46	-5.020	1.325	-1.495	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7148
0.50	-5.470	1.365	-1.465	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7145
0.60	-6.095	1.420	-1.455	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7177
0.75	-6.675	1.465	-1.450	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7689
0.85	-7.320	1.545	-1.450	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7787
1.0	-8.000	1.620	-1.450	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7983
1.5	-9.240	1.705	-1.440	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.8411
2.0	-10.200	1.770	-1.430	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.8766
3.0	-11.470	1.830	-1.370	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.859
4.0	-12.550	1.845	-1.260	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.8055
5.0	-13.390	1.805	-1.135	0.51552	0.63255	0.0075	0.275	0.7654

Tabla A4-7.- coeficientes de atenuación en suelo

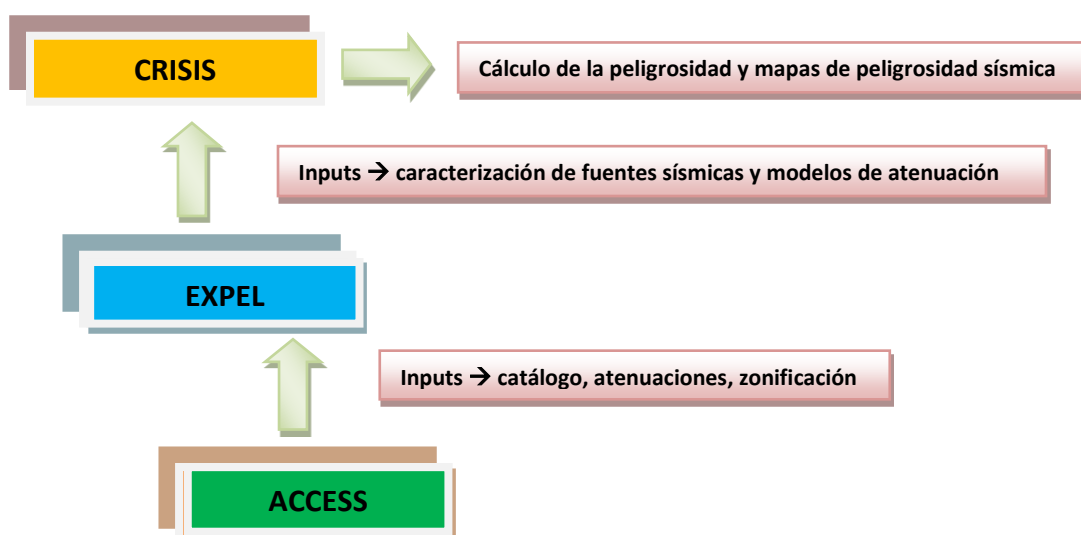
Period	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	$C_6$	$C_7$	$\alpha_{avg}$
PGA	-0.900	1.000	-1.900	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6277
0.01	-2.200	1.085	-1.750	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.5800
0.02	-2.290	1.085	-1.730	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.5730
0.03	-2.340	1.095	-1.720	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.5774
0.04	-2.215	1.090	-1.730	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.5808
0.05	-1.895	1.055	-1.755	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.5937
0.06	-1.110	1.010	-1.835	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6123
0.09	-0.210	0.945	-1.890	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6481
0.10	-0.055	0.920	-1.880	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6535
0.12	0.055	0.935	-1.895	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6585
0.15	-0.040	0.955	-1.880	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6595
0.17	-0.340	1.020	-1.885	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6680
0.20	-0.800	1.045	-1.820	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6565
0.24	-1.575	1.120	-1.755	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6465
0.30	-3.010	1.315	-1.695	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6661
0.36	-3.680	1.380	-1.660	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.6876
0.40	-4.250	1.415	-1.600	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7002
0.46	-4.720	1.430	-1.545	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7092
0.50	-5.220	1.455	-1.490	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7122
0.60	-5.700	1.470	-1.445	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7280
0.75	-6.450	1.500	-1.380	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7752
0.85	-7.250	1.565	-1.325	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7931
1.0	-8.150	1.605	-1.235	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.8158
1.5	-10.300	1.800	-1.165	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.8356
2.0	-11.620	1.860	-1.070	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.8474
3.0	-12.630	1.890	-1.060	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.8367
4.0	-13.420	1.870	-0.990	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7937
5.0	-13.750	1.835	-0.975	0.99178	0.52632	0.004	0.31	0.7468

## ANEXO 5

### PROGRAMAS USADOS

En este anexo se presentan los programas utilizados en el cálculo de peligrosidad y se explican su funcionamiento.

CRISIS es el programa que calcula la peligrosidad para los diferentes periodos de retorno definidos (e.g: 475, 975, 2475 años), y para su ejecución es necesario introducir varios ficheros o inputs de entrada. Estos inputs de CRISIS son creados con EXPEL, para lo que se necesita el catálogo sísmico, los modelos de atenuación elegidos y la zonificación definida. Éstos se almacenan en una base de datos ACCESS. Se ha establecido así un proceso semi automático de generación y conexión de ficheros, a través de la ejecución secuencial de los programas citados, que facilita el cálculo de la peligrosidad sísmica. La interrelación entre los tres programas se muestra en la Figura Anexo 5. 1.



*Figura Anexo 5. 1.- Pasos a seguir y programas a ejecutar para el cálculo de peligrosidad*

A continuación se presentan CRISIS y EXPEL como menos conocido

#### ➤ **EXPEL**

El proyecto Expel consiste en un código informático de ayuda al experto para la evaluación de la peligrosidad sísmica siguiendo la línea metodológica PSHA, que además del propio cálculo probabilista de la peligrosidad incluye herramientas para la cuantificación de la incertidumbre, como el árbol lógico, así como la técnica de la desagregación de la peligrosidad para determinar las características de los terremotos de control.

El código se completa con una serie de bases de datos y programas auxiliares que agilizan y automatizan las diferentes tareas incluidas en la evaluación de la peligrosidad sísmica.

A partir de los ficheros obtenidos con ACCESS (zonificación sismogénica, leyes de atenuación y catálogo sísmico) se ejecuta EXPEL.

A continuación se presenta el paso final y el fichero inputs de CRISIS.

El paso final consiste en guardar los resultados obtenidos después de cálculo. Este fichero tendrá extensión “.dat”.

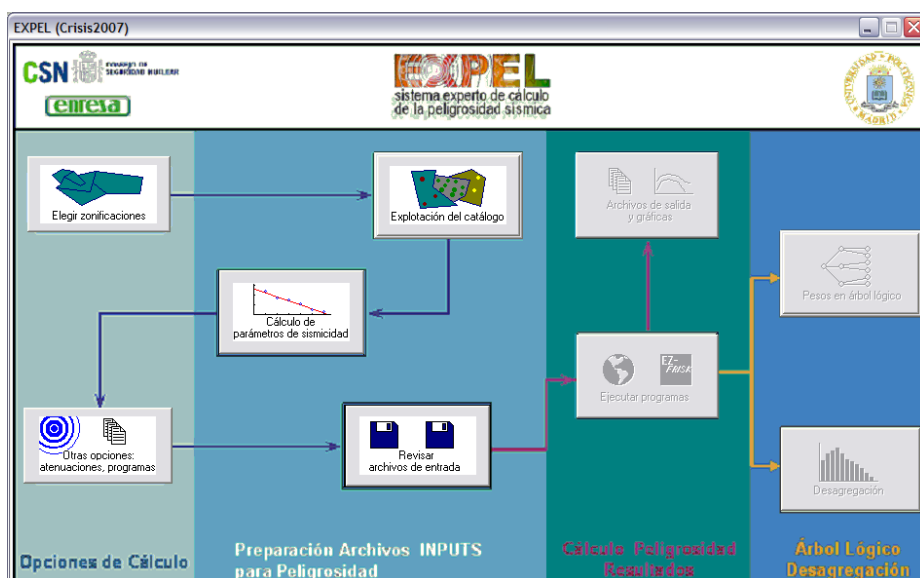


Figura Anexo 5. 2.- Esquema del funcionamiento del programa



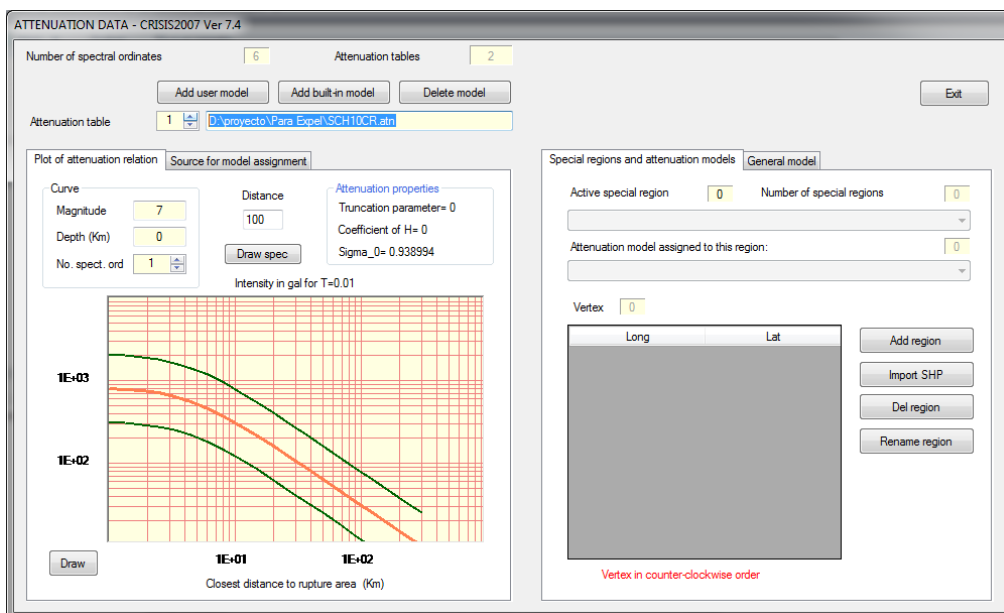


Figura Anexo5. 4 Pantalla de selección de los modelos de atenuación a utilizar para el cálculo

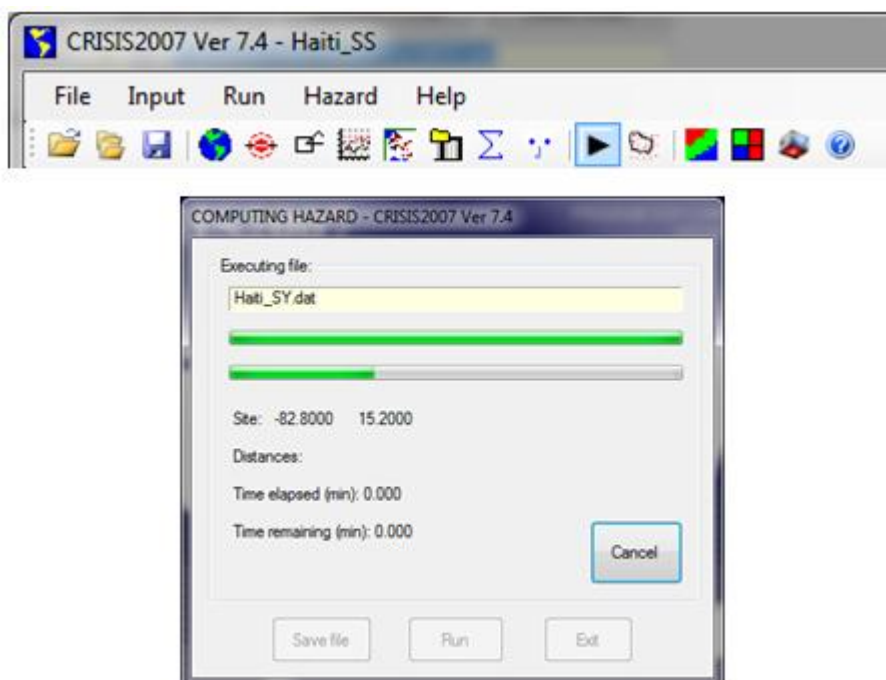


Figura Anexo 5. 5 .-Pantalla de ejecución en CRISIS para comenzar el cálculo de la peligrosidad sísmica.

Crisis precede al cálculo de cada rama de manera única. Para encontrar el resultado final debe de hacer el promedio de todos las ramas teniendo en cuenta los pesos atribuidos a cada una. Se puede hacer esta operación mediante Excel para obtener los números o directamente con ARCGIS para obtener los mapas.